

DER BAUINGENIEUR

ZEITSCHRIFT FÜR DAS GESAMTE BAUWESEN

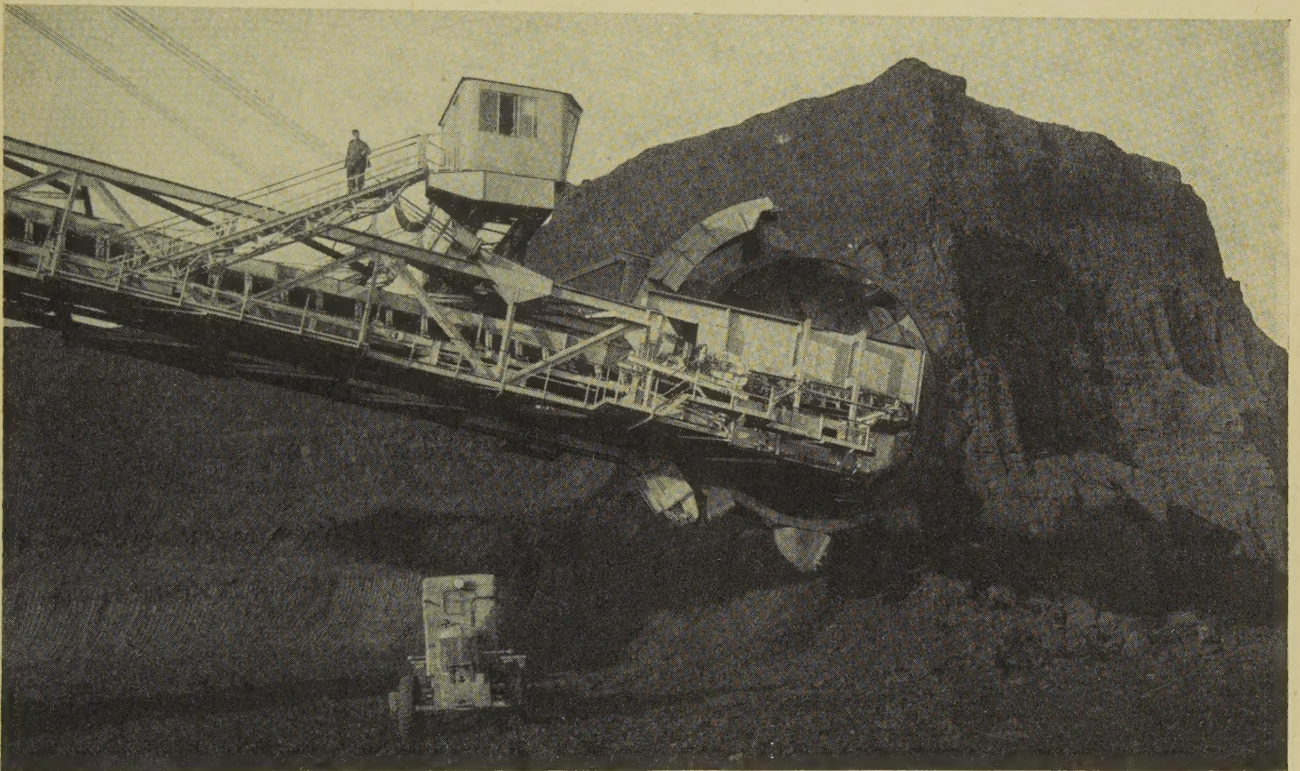
HERAUSGEBER: PROFESSOR DR.-ING., DR.-ING. E. H. F. SCHLEICHER / DORTMUND
MITHERAUSGEBER: PROFESSOR DR.-ING. A. MEHMEL / DARMSTADT

SPRINGER-VERLAG BERLIN / GÖTTINGEN / HEIDELBERG

31. JAHRGANG

DEZEMBER 1956

HEFT 12



Kammerloses Schaufelrad

Groß-Schaufelradbagger mit Verladeanlage

Besondere Merkmale:

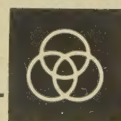
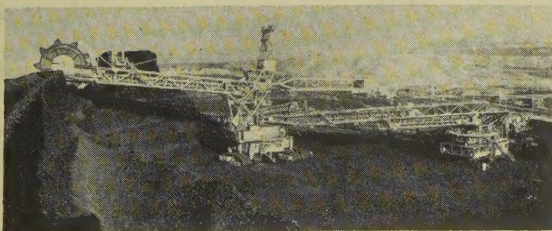
Unabhängige Fahrbewegungen von Bagger und Verladeanlage durch ausziehbare Verbindungsbandbrücke

Kammerloses Schaufelrad für hohe Schnittgeschwindigkeit und Förderleistung

Einstellbare Schaufelradrinne verhindert Materialverluste

Verladeanlage auf Raupen für Zweigleis-Beladung mit großem Verstellbereich für die Beladebänder

Scheibenbrecher für Kohlezerkleinerung



FRIED. KRUPP MASCHINEN- UND STAHLBAU RHEINHAUSEN

FABRIKATIONSHALLE

LICHTDURCHFLUTET

WEITRÄUMIG

S AG SIEGENER AG · GEISWEID WESTF.

35 Jahre

TORKRET
G E M E I N S C H A F T

Maschinen und Geräte für die Bau-Industrie

TORKRET-Betonspritzmaschinen
TORKRET-Druckluft-Betonförderer
TORKRET-Betonpumpen
TORKRET-Beton- und Zement-Injektoren
TORKRET-Betonpumpenrohre und Zubehör

ESSEN, Zweigertstr. 36-38

Industrie-Haus Ruf: 79 09 09

Drahtwort: TORKRETB AU

FS: 0857 700 bamag essen

(Bitte zusetzen: für TORKRET)

Jahrzehntelange Erfahrungen in der Ausführung von
TORKRET-Spezialarbeiten

TORKRET-Spezial-Baubetriebe

Essen	Berlin NW 87	München 9	Reichenhall	Stuttgart 13
Zweigertstr. 36-38	Reuchlinstr. 10-17	St.-Martin-	Nikolaiweg 1	Altbuchweg 4
Industrie-Haus	Ruf: 39 28 58	Straße 76	Ruf: 25 74	Ruf: 4 49 25
Ruf: 79 09 09			Ruf: 44 39 61	

**BAUMASCHINEN
IN ALLER WELT**

neuezeitlich
wirtschaftlich
leistungsfähig

Verlangen Sie bitte
Spezialofferte

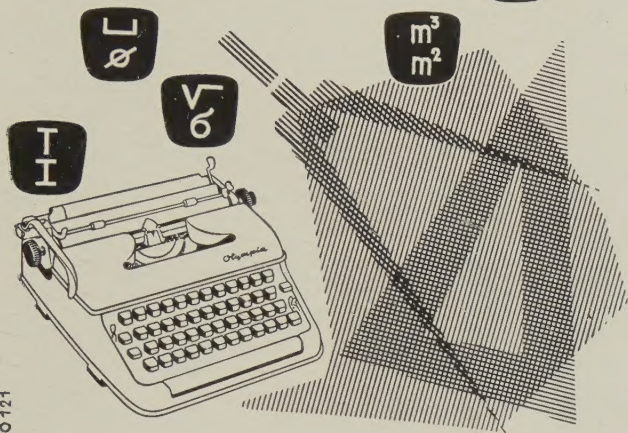
MASCHINENFABRIK OTTO KAISER KG.

ST JÜNGBERT / SAAR
OBERLAHNSTEIN / RHEIN

Olympia

vorteilhaft mit der
Spezialtastatur für
Architekten

Die Spezialtastatur der OLYMPIA-Schreibmaschine enthält die von Architekten in der Praxis immer wieder gebrauchten Fachzeichen:



Handschriftliche Eintragungen und viele Anschläge werden durch die Spezialtastatur eingespart.

Ausführliche Druckschriften sendet Ihnen

**OLYMPIA WERKE AG.
WILHELMSHAVEN**

Brunnen- und Schachtbau Wasserversorgung Tiefbohrungen
Kernbohrungen Rütteldruck-Verdichtungen Rüttelfußpfähle
Rüttelzugpfähle und -Anker Pfeilergründungen Stollenbau
Steinskelettbildung Tiefendrainagen Dammverdichtungen
Injektionsbohrungen Verpressungen Ungest. Proben im Sand
Grundwasserabsenkungen Bruchsteinbeton Unterwasserbeton

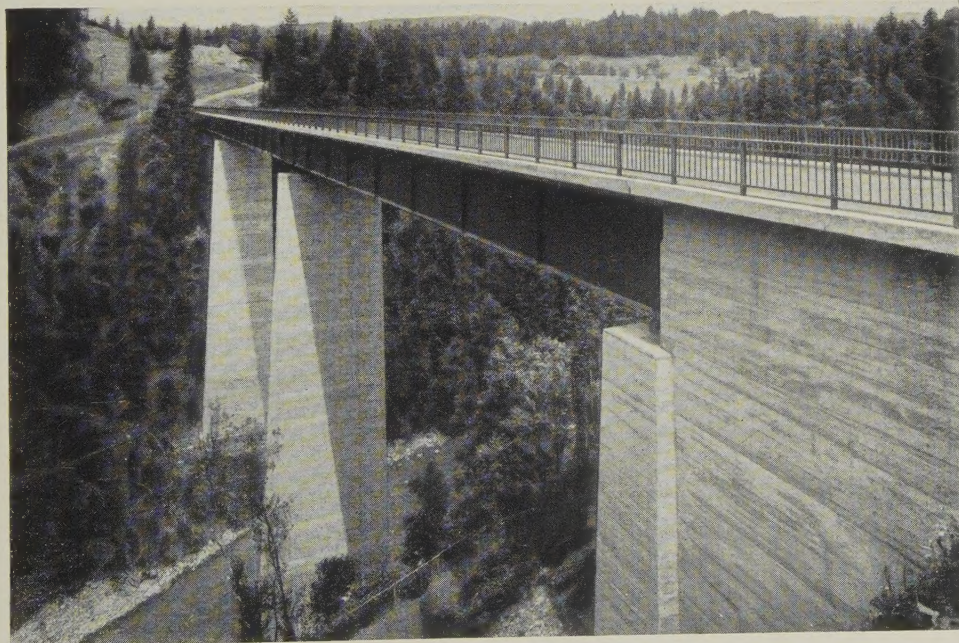
JOHANN KELLER
G. M. B. H.
FRANKFURT/MAIN
RENCHE/BADEN
HAMBURG
WILHELMSHAVEN

WAAGNER-BIRÓ

WIEN

AKTIENGESELLSCHAFT

GRAZ



Stahlbrücke über die
Bärentobelschlucht
im Bregenzer Wald,
Vorarlberg

Zentrale: Wien V., Margaretenstraße 70 • Österreich

M·A·N
SCHEIBENGASBEHÄLTER

MASCHINENFABRIK AUGSBURG-NÜRNBERG AG WERK GUSTAVSBURG

Verlegung eines Rohrbündels quer durch die Süderelbe

Von Alois Becker und Paul Brüdern, Hamburg

1. Problemstellung

Mit der Errichtung einer neuen Raffinerie auf dem industriell noch nicht erschlossenen Gebiet „Hohe Schaar“ nördlich der Süderelbe führt die Deutsche Shell AG. das zur Zeit größte Bauvorhaben im Hamburger Raum durch. Dieses Baugelände mit einer Größe von 150 ha liegt dem schon produzierenden Shellwerk Harburg gegenüber und wird von diesem durch die Süderelbe, die an dieser Stelle etwa 300 m breit ist, getrennt.

Für die Dampfversorgung der neuen Raffinerie mit stündlich etwa 60 t Dampf von 16 atü soll aus Gründen der Wirtschaftlichkeit kein eigenes Kesselhaus gebaut werden, sondern der benötigte Dampf wird von dem Heizkraftwerk der Hamburgischen Elektrizitätswerke Aktiengesellschaft, das südlich der Elbe liegt und schon seit über 5 Jahren die benachbarten Industriewerke mit Dampf und Elektrizität beliefert, bezogen. Das Problem der Dampfversorgung besteht in der technischen Schwierigkeit, den 300 m breiten Elbefluß mit Dampfleitungen zu durchqueren.

Der Bau einer Hängebrücke wurde zwar in Erwägung gezogen, mußte aber nach reiflicher Überlegung aus vielerlei Gründen wieder verlassen werden. Der hauptsächlichste Gegengrund liegt in der geforderten freien Durchfahrthöhe für Überseeschiffe mit etwa 52 m. Der Bau eines Stollens oder Tunnels weit unterhalb des Flußbettes schied aus Kostengründen ebenfalls aus. Es wurde daher die Verlegung eines Bündels aus 3 Rohren quer durch das Flußbett beschlossen, durch die erst zu einem späteren Zeitpunkt die eigentlichen Dampfleitungsrohre eingezogen werden sollen. Diese Rohre gelten also als Tunnelrohre, müssen absolut wasserdicht sein und dürfen auch nach einer längeren Liegezeit von mehreren Jahrzehnten nicht durch Korrosion oder Lageveränderung beschädigt werden. Darüber hinaus mußte die Rohrführung so gewählt werden, daß ohne Schwierigkeiten jederzeit die eigentlichen Dampfleitungsrohre mit ihrer Isolierung in die Tunnelrohre eingefahren und im Notfall zur Durchführung von Reparaturen auch wieder herausgezogen werden können. Daraus ergibt sich, daß scharfe Knicke oder enge Biegungen dieser Tunnelrohre nicht statthaft sind.

2. Verfahren

Die Art der Verlegung von Rohrleitungen durch Flüsse richtet sich nach den örtlichen Gegebenheiten. Am bekanntesten ist die Einschwimm-Methode, bei der der fertig vorbereitete Rohrstrang, mit Schwimmkörpern versehen, mittels Schleppern in die richtige Lage eingeschwommen und dann nach Abkoppeln der Schwimmkörper versenkt wird. Ein anderes Verfahren besteht darin, daß man einzelne Rohrstränge über Wasser miteinander durch Kugeln oder sonstige bewegliche Verbindungen kuppelt und sie dann unter Ausnutzung der Verstellbarkeit dieser Gelenkverbindungen abschnittsweise versenkt. In Harburg wurde von vornherein bei der Planung von jeder lösbaren Verbindung abgesehen und zur Bedingung gemacht, daß nur der auf der ganzen Länge fertig zusammengeschweißte Rohrstrang verlegt werden durfte, weil das Eindringen auch geringer Feuchtigkeit die Isolierung der Dampfleitungen zunichte machen würde.

Vom Einschwimmen wurde u. a. deshalb Abstand genommen, weil bei der großen Strombreite und der nicht

unerheblichen Wassergeschwindigkeit — selbst bei Anordnung einer Vielzahl von verankerten Halteschiffen — die Gefahr bestand, daß beim Absenken an der einen oder anderen Stelle Biegungen und damit Beanspruchungen über das für die Rohre zulässige Maß hinaus hätten auftreten können. Außerdem wären unter diesen Umständen gewisse Drehbewegungen der einzelnen Rohrstränge im Sinne einer Verdrehung des gesamten Rohrbündels zu befürchten gewesen. Um diese Gefahren mit Sicherheit zu vermeiden, wurde das Einschlepp-Verfahren gewählt, welches sich dadurch auszeichnet, daß es die sichere Führung der Rohrstränge über den ganzen Schleppweg gewährleistet. Die Rohrstränge haben hierbei immer Bodenberührung und folgen an allen Stellen dem Profil der Baggerrinne (Abb. 1). Wenn eine solche Flußquerrinne unter Berücksichtigung der eben noch zulässigen Biegeradien angelegt wird, sind Material-Überbeanspruchungen und Lageveränderungen des Rohrbündels bei dieser Methode praktisch ausgeschlossen. Das Einschlepp-Verfahren läßt sich aber nur dort anwenden, wo es möglich ist, den Rohrstrang ganz oder in Teillängen in Fluchtrichtung der endgültigen Lage an einem der beiden Ufer auszulegen und zusammenzuschweißen. Diese Möglichkeit lag hier auf dem noch unbebauten Gelände vor.

3. Tunnelrohre

Die Anzahl und der Querschnitt der Rohre ergibt sich aus der geforderten Leistung. Für den eigentlichen Dampftransport von 60 t/h Dampf von 16 atü genügen 2 Leitungen NW 300. Um solche Leitungen einschließlich einer rd. 100 mm starken Isolierung in die Tunnelrohre einfahren zu können, muß der innere Durchmesser dieser Tunnelrohre 550 mm betragen. Man entschloß sich zur Verlegung von 3 Tunnelrohren NW 550, von denen eines als Reserve dient. Für die Wahl von 3 Rohren an Stelle von einem Rohr mit einem entsprechend sehr großen Querschnitt spricht die Tatsache, daß die Biegsamkeit einer Rohrleitung mit wachsendem Durchmesser stark abnimmt. Es würden also unter Berücksichtigung der zulässigen Materialbeanspruchung extrem große Biege-Radien an den Uferseiten erforderlich, die wiederum eine Verteuerung der Ausbaggerung und Erdarbeiten an den beiden Ufer-einschnitten mit sich bringen.

Als Rohrwerkstoff wurde gewählt: nahtlos gewalztes Stahlrohr aus St 35.29 mit 35—45 kg/mm² Zugfestigkeit und mindestens 23 kg/mm² Streckgrenze, mit normaler Wandstärke von 12,5 mm, aber in besonders großen Anfertigungslängen von 10—13 m. Die Rohre wurden elektrisch stumpf miteinander verschweißt und die gesamten Schweißnähte nach dem Isotopen-Verfahren geprüft. Das Schweißen selbst erfolgte über einen mehrteiligen Kupfering, der ein volles Durchschweißen gestattet und Gewähr dafür bietet, daß sich keine Schweißperlen im Rohrinne bilden. Die Länge der einzelnen Rohrstränge beträgt 386 m. Der Zusammenbau zu einem kompletten Rohrbündel, dessen Aufbau im Nachstehenden noch näher beschrieben wird, wurde auf dem Baugelände durchgeführt.

4. Materialbeanspruchung

Die Rohre sind im späteren Betrieb drucklos. Für die Prüfung auf Dichtigkeit sollte ein Probedruck von 10 atü

angewendet werden. Die Beanspruchung des Rohrmaterials ergibt sich also aus:

a) Axialspannung durch Probedruck:

$$\sigma_A = \frac{p d_i^2}{4 (d_i + s) s}$$
$$\sigma_A = \frac{10 \cdot 547^2}{4 (54,7 + 1,25) 1,25} = 107 \text{ kg/cm}^2.$$

b) Biegespannung bei einem Biegeradius von 300 m, der dem Längsprofil der gebaggerten Ufereneinschnitte entspricht:

$$\sigma_B = E \cdot r_a / \varrho = 2,1 \cdot 10^6 \cdot 29,6 / 30\,000,$$
$$\sigma_B = 2000 \text{ kg/cm}^2.$$

Bei einer Addition dieser einzelnen Spannungen ergibt sich die gesamte Beanspruchung zu:

$$\sigma_g = \sigma_A + \sigma_B = 2107 \text{ kg/cm}^2.$$

Dieser Wert liegt noch unterhalb der Streckgrenze für das gewählte Rohrmaterial St 35.29 mit einer Streckgrenze von 23 kg/mm².

Die Bezeichnungen in der obigen Berechnung haben folgende Bedeutung:

- p = Prüfdruck (10 kg/cm²)
- d_i = innerer Rohr- ϕ (547 mm)
- s = Wandstärke (12,5 mm)
- σ_A = Axialspannung durch Innendruck
- σ_B = Biegespannung
- σ_g = Gesamtspannung
- E = Elastizitätsmodul ($2,1 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$)
- r_a = äußerer Rohrradius (28,6 cm)
- ϱ = Biegeradius (300 m)

5. Bauart des Rohrbündels

Ein Rohrbündel aus 3 Rohren NW 550 hat an Land ein Metergewicht von 516 kg, während es im Wasser infolge der Wasserverdrängung schwimmt und eine Restauftriebskraft von 255 kg/m hat. Es muß also durch Zusatzgewichte beschwert werden, damit mit Sicherheit die Rohre bei und nach der Verlegung im Flußbett nicht aufschwimmen können. Es wurden Betonschwellen unterhalb der Rohre befestigt (Abb. 2), so daß das Metergewicht



Abb. 2. Vorderer Teil des Rohrbündels mit Ablaufgleis für Bahnmeisterwagen.

des Bündels im Wasser etwa 80 kg beträgt. An Land ergibt sich hierbei ein Gewicht von 1200 kg/m.

Auf der ganzen Länge wurden je Meter 2 Betonschwellen angebracht. Bei der Gesamtlänge des Rohrbündels von 386 m ergaben sich also 772 Betonschwellen. Durch diese Anordnung blieb die Biegsamkeit der Rohre erhalten. Für die Befestigung wurden Schrauben aus nichtrostendem Stahl genommen und oberhalb der Rohre Holzbalken aus hartem Eichenholz angebracht, die wie ein Joch die Rohre überspannen. Durch diese Konstruktion bekommt das Rohrbündel das erforderliche Gewicht und gleichzeitig den nötigen Zusammenhalt.

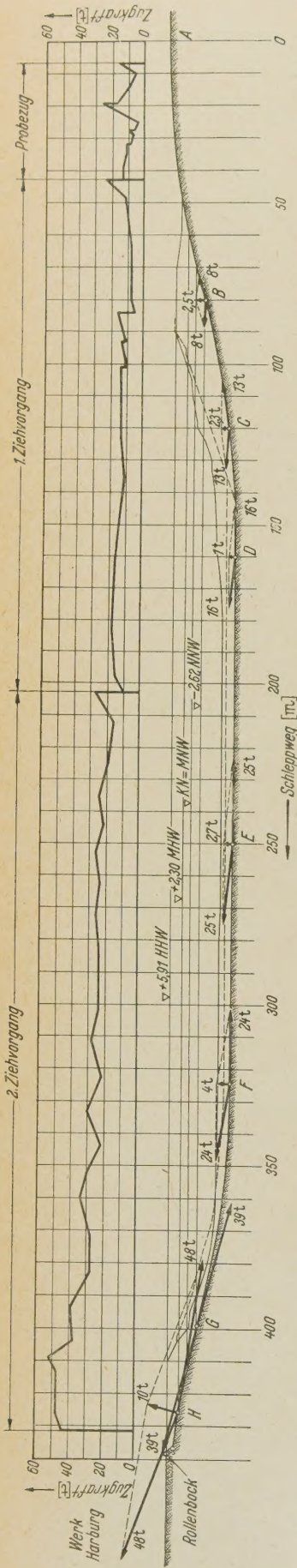


Abb. 1. Flußbett-Profil der Süderelbe. Der obere Kurvenverlauf stellt die tatsächlich aufgetretenen Zugkräfte dar. Aus den Kräfte-Parallelogrammen ergeben sich die Aufwärts-Komponenten, die für die Bestimmung des Schlittengewichtes maßgebend waren.

Auf der ganzen Länge des Rohrbündels wurde unterhalb der Betonschwellen eine aus Einzelstücken überlappt geschweißte Blechbahn angebracht, die das Gleiten des Bündels über den Elbegrund erleichtert und die Konstruktion vor Beschädigungen schützt. Am Kopfende des gesamten Rohrbündels wurde ein Schlitten angeordnet, auf dem die Rohre vorn auflagen und gelenkig befestigt waren

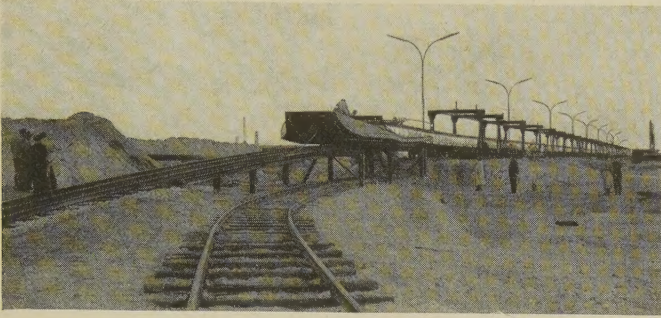


Abb. 3. Kopfgleitschlitten mit Gleitbahn und Ablaufgleis.

(Abb. 3). Er hat eine kufenartige, nach vorn aufgebogene Form, so daß er in der Lage ist, über kleinere Hindernisse hinwegzugleiten und gleichzeitig Sandstauungen zu vermeiden. Eine weitere Aufgabe des Gleitschlittens bestand darin, durch seine Schwere dafür zu sorgen, daß sich der vordere Teil des Rohrbündels infolge der immer abhebend wirkenden Seilzugkräfte während des Einschleppens nicht vom Boden löst (Abb. 1). Das rechnerisch als notwendig ermittelte Gewicht ergab 20 t und wurde bei dem Konstruktionsgewicht des Schlittens von 16,5 t durch zusätzliche Bleibeschwierung erreicht. Die Bodenpressung des Schlittens auf dem sandigen Untergrund sollte auf Grund früherer Erfahrungen den Wert von $0,04 \text{ kg/m}^2$ nicht überschreiten. Dadurch ergab sich die Länge und Breite des Schlittens zu rd. $11 \times 6 \text{ m}$.

6. Ablauf-Gleitbahn

Für das Einschleppen des Rohrbündels mit einem Gesamtgewicht von 480 t hätten sich auf Grund früherer Erfahrungswerte folgende Zugwerte ergeben:

1. Rohrbündel gleitet auf Sandboden = 192 t.
2. Rohrbündel gleitet auf eingefetteten Eisenbahnschienen = 77 t.
3. Rohrbündel liegt auf „Bahnmeisterwagen“, für die ein Schienenweg ausgelegt ist = 5 t.

Aus diesen Möglichkeiten wurde eine Kombination gewählt in der Art, daß das Rohrbündel in der Anfangsstellung in fast ganzer Länge auf Bahnmeisterwagen ruhte, während nur der Kopfgleitschlitten und daran anschließend ein kurzer Teil des Rohrbündels auf einem etwas erhöht angelegten Schienenweg direkt auflag. Diese Schienengleitbahn fiel zum Ufer hin ab mit einem Krümmungsradius von 300 m und endete an der Wassergrenze. Die Schienen waren zur Verminderung der Reibungsziffer gut eingefettet. Für den Einschleppvorgang ergab sich somit eine möglichst lange Strecke von etwa 360 m als „rollende Reibung“, eine konstruktionsbedingte Strecke von etwa 80 m als „gleitende Reibung auf gefetteten Schienen“ und eine Strecke von etwa 330 m als „gleitende Reibung auf dem Flußgrund“ bei vermindertem Gewicht des Rohrbündels durch Ausnützung der Auftriebskräfte.

Die Schwierigkeit bestand hauptsächlich darin, eine geeignete Vorrichtung zu bauen, die gewährleistet, daß die während des Schleppvorganges tragenden und mitlaufenden Bahnmeisterwagen kurz vor Erreichen der Grenze, an der die gleitende Reibung der Schienen einsetzt, mit Sicherheit und von selbst sich vom Rohrbündel lösen und ablaufen (Abb. 2 und 3). Hierfür wurde an der Ablaufstelle das Gleis nach unten abgelenkt und dann seitlich aus der Fluchtrichtung herausgeführt. An dieser Stelle befand sich also das Rohrbündel während des Einschleppvorganges auf kurzer Strecke freischwebend.

7. Einschleppvorgang

Das Einschleppen des Rohrbündels erfolgte am Sonntag, dem 19. August 1956, und dauerte insgesamt $1\frac{1}{2}$ Stunden, d. h. die Schifffahrt auf der Elbe wurde kaum gestört. Zum Ziehen wurden 3 schwerste Lokomotiven der Bundesbahn eingesetzt, die auf der gegenüberliegenden Uferseite auf der vorhandenen Gleisanlage des Raffinerie-Geländes entlangfuhren. Das Hauptzugseil war etwa 500 m lang und für eine Bruchlast von 117 t ausgelegt. Es war einerseits am Kopfgleitschlitten des Rohrbündels befestigt und endete an der Umlenkrolle, die auf einem Plattenwagen der Bundesbahn befestigt war. Einen Überblick über die Seilzuganordnung gibt Abb. 4. Das Hilfsseil war 750 m lang und für eine Bruchlast von 58 t ausgelegt. Dieses Seil

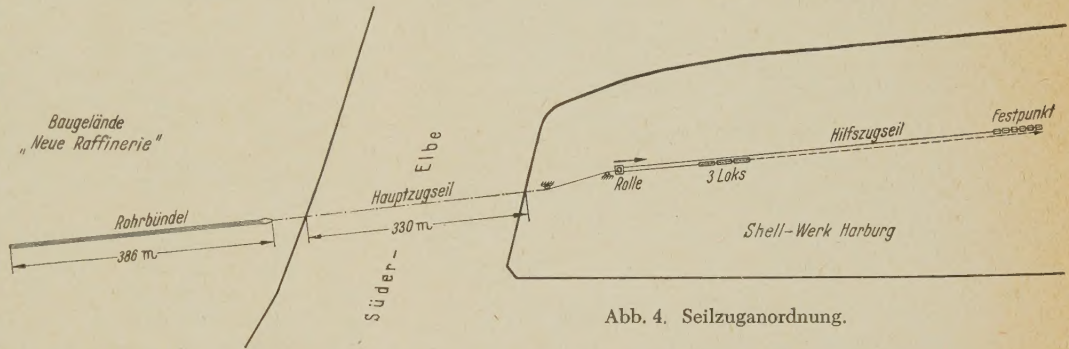


Abb. 4. Seilzuganordnung.

war einfach eingesichert und hatte damit etwa die halbe Zugkraft aufzunehmen. Der mögliche Geradeausweg der Loks betrug etwa 500 m entsprechend einer Wegstrecke des Rohrbündels von 250 m. Infolgedessen ergab sich die

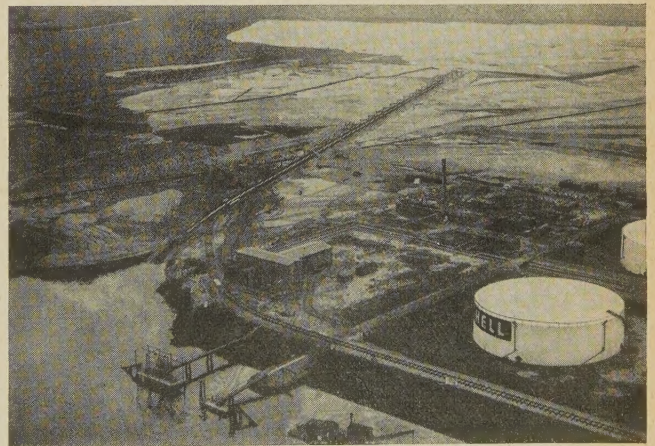


Abb. 5. Rohrbündel auf der „Hohen Schaar“ vor dem Einschleppen.

Notwendigkeit, den Einschleppvorgang auf halber Strecke einmal zu unterbrechen, die Loks zurückfahren zu lassen und die Seile neu einzusichern.

8. Messungen

Um während des Einschleppens und nach dessen Beendigung ein klares Bild mitspielender Faktoren und

Kenntnis von der endgültigen Lage des Rohrbündels zu erhalten, waren verschiedene Meßstellen vorgesehen.

Die Seilzugkräfte wurden durch ein am Festpunkt angebrachtes Dynamometer alle 15 Sekunden abgelesen und notiert. Die festgestellten Werte wurden laufend durch UKW-Sprechfunk allen Beobachtungsstellen mitgeteilt. Lokomotiven- und Einschleppgeschwindigkeit wurden durch Wegmarken-Ablesung und Stoppuhren ermittelt. An 3 verschiedenen Stellen des Rohrbündels waren Tiefenmasten angebracht, die sich durch Schwimmkörper im Wasser aufrichteten und damit Richtung und Tiefenlage des Rohrbündels jederzeit anzeigten (Abb. 2). Zwecks gegenseitiger Verständigung von Ufer zu Ufer waren an

5 verschiedenen Beobachtungsstationen tragbare UKW-Sprechfunkgeräte eingesetzt.

Die Auswertung der angestellten Messungen ist auf Abb. 1 wiedergegeben. Es ergaben sich Zugkraftspitzen von 24 und 28 t für das Ingangsetzen des Rohrbündels aus der Ruhelage in die Bewegung und ein allmähliches Ansteigen der Zugkräfte durch das Anwachsen des Anteils „gleitender Reibung“ auf dem Flußgrund bei gleichzeitiger Abnahme des Anteils „rollender Reibung“ auf dem Land. Das Maximum der Zugkraft stellte sich mit 52 t ein.

Abb. 5 zeigt das ganze auf der „Hohen Schaar“ ausgelegte Rohrbündel mit dem seitlich herausgeführten Ablaufgleis für die Bahnmeisterwagen.

Ein neues Berechnungsverfahren für gegliederte Scheiben, dargestellt am Beispiel des Vierendeelträgers

Von Dr.-Ing. Hubert Beck, Darmstadt, Technische Hochschule

Vorbemerkung

Im modernen Hochhausbau in Skelettbauweise ist dem Ingenieur häufig die Aufgabe gestellt, von oben kommende Fassadenlasten in den Untergeschossen über große Spannweiten abzutragen. Zudem spielt die Fortleitung der Windlasten eine um so bedeutendere Rolle, je höher die Bauten sind, und es kann notwendig sein, gegliederte Fassaden- und Innenwände hierfür heranzuziehen. Ein solcher Fall war bei einem Hochhaus gegeben, dessen Statik und Konstruktion von mir zu prüfen und zu begutachten war. Es erwies sich als nützlich, die gegliederte Giebelwand, die die Windlasten in die Erde zu leiten hatte, mit einer eigenen Berechnung zu untersuchen. Aus dieser praktischen Aufgabenstellung hat mein Mitarbeiter, Herr Dr.-Ing. Beck, ein Verfahren ausgearbeitet, das den Gegenstand nachstehender Veröffentlichung bildet.

Zunächst soll das Becksche Berechnungsverfahren am Beispiel des Vierendeelträgers abgeleitet und erläutert werden. Die praktische Anwendung wird an der Wandscheibe eines ausgeführten Hochhauses in einem folgenden Aufsatz gezeigt werden.

A. Mehmel, Darmstadt.

1. Allgemeine Problemstellung. Grundgedanken

An zwei einfachen Beispielen sei die Aufgabenstellung skizziert.

Beispiel 1:

Eine Last $2q$ sei über die Entfernung l abzutragen. Für die Tragkonstruktion stehen zwei Brüstungen und die dazwischen angeordneten Fensterpfosten zur Verfügung

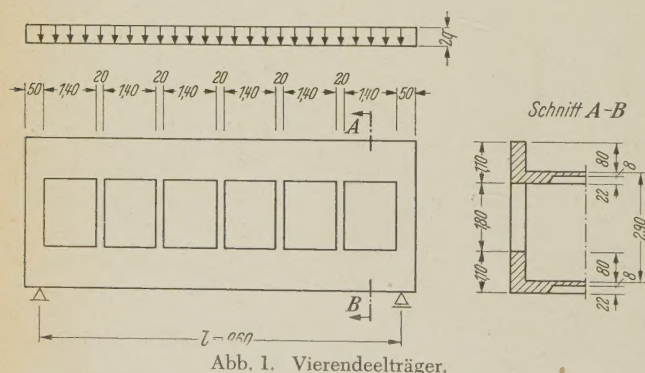


Abb. 1. Vierendeelträger.

(Abb. 1). Der obere Riegel des Vierendeelträgers wirkt als Durchlaufträger über den elastisch auf dem unteren Riegel gestützten Fensterpfosten. Da es bei der großen Anzahl dieser Pfosten für die Riegel nahezu gleich ist, ob sie kontinuierlich (unmittelbarer Lastangriff für den oberen Riegel) oder diskontinuierlich (Lastübertragung durch die Pfosten auf den unteren Riegel) belastet sind, ist auf Grund der großen Dehnungssteifigkeit der Fensterpfosten gegenüber der Biegesteifigkeit der Riegel dieser Lastfall gleichwertig (Ausnahme: Normalkraft in den Pfosten) mit

dem Lastfall, daß an jedem Riegel die Last q unmittelbar angreift. Betrachtet man die Fensterpfosten als gelenkig zwischen den Brüstungen angeordnete Stützen, so beeinträchtigt diese Auffassung nicht die Standsicherheit einer danach ausgeführten Konstruktion, kann aber in den Stützen zu Rißbildungen oder Plastizierungen führen und für die Brüstungsträger erheblich zu große Momente liefern. Um den tatsächlichen elastischen Verhältnissen gerecht zu werden, müßte man Fensterpfosten und Brüstungsträger als ein biegesteif verbundenes Rahmentragwerk (Vierendeelträger) behandeln. Eine solche Rechnung kann aber auch über die Forderung nach wirklichkeitstreuere Erfassung der elastischen Verhältnisse hinaus notwendig werden, um mit den zur Verfügung stehenden Abmessungen die Konstruktion überhaupt möglich zu machen.

Beispiel 2:

In Abb. 2 ist die Giebelwand eines 13geschossigen Hochhauses dargestellt, die aus den Geschoßdecken lotrechte Lasten abzutragen hat und gleichzeitig als Windscheibe dienen soll. Für die tragende Konstruktion können die seitlichen Wandteile, die Brüstungsriegel und die Fensterpfosten verwandt werden. Betrachtet man für die Windlast — analog zu Beispiel 1 — die Fensterpfosten an die Riegel und letztere an die seitlichen Wandteile gelenkig angeschlossen, so hat jedes der beiden Wandteile als in die Kellerwand eingespannter Kragarm das halbe Windmoment auf Biegung zu übernehmen. Bei gegebenen Abmessungen kann das für die seitlichen Wandteile zu nicht aufnehmbaren Beanspruchungen und für die Riegel und Pfosten zu Rißbildungen bzw. Plastizierungen führen.

Die beiden vorstehenden Beispiele lassen erkennen, daß die rechnerische Erfassung der Rahmenwirkung die Lösung von vielfach statisch unbestimmten Systemen erfordert und daher mit einem erheblichen numerischen Aufwand verbunden ist. Zudem liefert die übliche Rahmenrechnung, die freie Verformbarkeit auf der ganzen Länge der Systemlinien voraussetzt, u. U. erheblich von der Wirklichkeit abweichende Rechenergebnisse (vgl. Abschnitt 4 b).

Der Grundgedanke des im folgenden abgeleiteten Näherungsverfahrens besteht darin, mehrere statisch Überzählige zu einer einzigen unbekannten Funktion zusammenzufassen. An Stelle des Gleichungssystems zur Bestimmung der Überzähligen tritt dann die Differentialgleichung zur Bestimmung der unbekannten Funktion. Dieser Gedanke wird durch den regelmäßigen Aufbau der Systeme nahegelegt, der zur Folge hat, daß bei Wahl gleichartiger statisch Überzähliger (z. B. von Pfostenzugkräften) diese in Abhängigkeit des Ortes durch eine mathematisch „vernünftige“ Funktion erfaßbar sein müssen. Die Ergebnisse eines auf diesem Gedanken basierenden Rechen-

verfahrens sind um so besser, je größer die Zahl der durch eine Funktion ersetzten Überzähligen, d. h. für Beispiel 2 je größer die Zahl der Pfosten und der Geschosse ist. Das Verfahren wird also um so bessere Ergebnisse zeitigen, je umfangreicher die übliche Rahmenrechnung würde.

Im Sinne der Mechanik basiert ein solches Verfahren auf der Annahme eines kontinuierlichen Ersatzsystems für

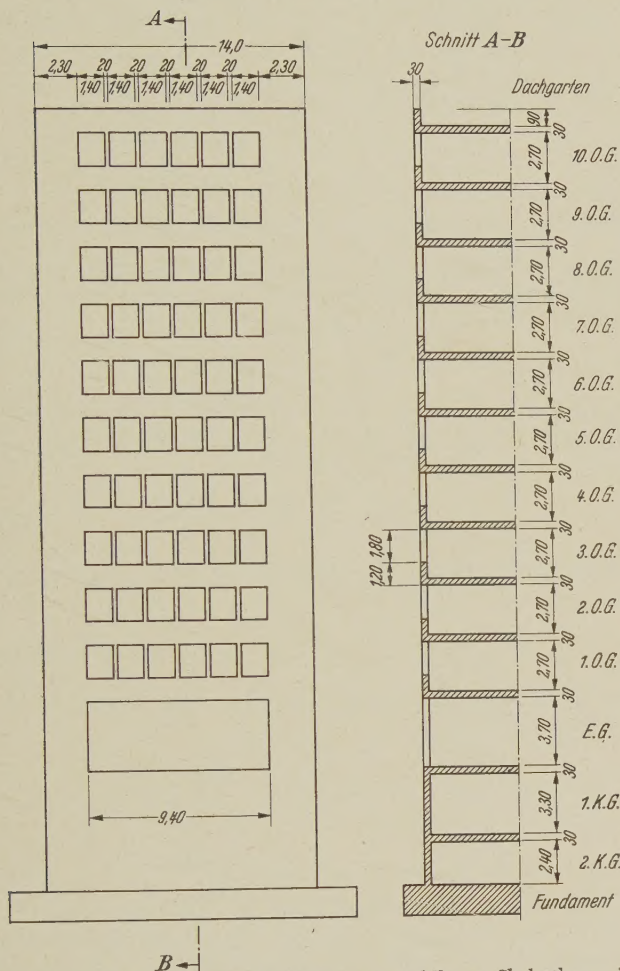


Abb. 2. Giebelwand eines Hochhauses in Stahlbeton-Skelettbauweise.

das gegebene diskontinuierliche System. Im Prinzip ist dieser Gedanke nicht neu: so können wir z. B. ein Fachwerk als Scheibe berechnen, indem wir den einzelnen Fachwerkstäben die Scheibenkräfte des ihnen entsprechenden Einzugsbereiches zuweisen oder eine mit Ringen ausgesteifte Rippenkuppel als Rotationsschale, indem wir den Rippen die Schalenmeridiankräfte und den Ringen die Schalenringkräfte ihres Einzugsbereiches zuordnen. Dabei handelt es sich um die rechnerische Behandlung eines diskontinuierlichen Systems mittels eines kontinuierlichen Ersatzsystems, wobei die Verformungen beider Systeme a priori identisch bzw. gleichartig sind. Hierin unterscheidet sich der Lösungsweg des vorliegenden Problems grundsätzlich von den soeben geschilderten Vergleichsverfahren. Denke ich mir die feingliedrige Wand der Abb. 2 als kontinuierliche Scheibe, so hat dieses System eine völlig andere Verformung als das gegebene diskontinuierliche System. Die in dem diskontinuierlichen System interessierenden Kräfte und Momente entstehen erst durch die dem System eigene Diskontinuität und können daher nicht an einem kontinuierlichen Ersatzsystem ermittelt werden, wie es dem oben genannten Fachwerk- und Kuppelbeispiel entspricht. Das kontinuierliche Ersatzsystem darf trotz seiner Kontinuität die wesentlichen Diskontinuitätseigenschaften des gesamten Systems nicht verletzen. Das für die Rechnung zugrunde zu legende Ersatzsystem stellen wir z. B.

im Falle des Beispiels 1 so her, daß wir statt der Einzelpfosten mit dem Trägheitsmoment I_2 im Abstand a_2 (Abb. 3a) kontinuierlich angeordnete Lamellen der Breite dx mit dem Trägheitsmoment $I_2 \cdot dx/a_2$ (Abb. 3b) annehmen, die sich aber unmittelbar gegenseitig nicht an der Verformung behindern. An Stelle der endlichen Pfostenquerkräfte greifen dann an den Lamellen differentielle Querkräfte an, die wir am kontinuierlichen Ersatzsystem ermitteln und anschließend zu den Einzelquerkräften des gegebenen diskontinuierlichen Systems zusammenfassen.

Die gestellte Aufgabe ist im wesentlichen gelöst, wenn wir das Verfahren für den einfachen Vierendeelträger (Beispiel 1) dargestellt haben.

2. Ableitung des Verfahrens

An dem einfachen Grundfall des Vierendeelträgers (Abb. 4) leiten wir das Berechnungsverfahren ab. Die Darstellung der Lagerungsbedingungen in den Zeichnungen dieses Kapitels bedeutet für die allgemeine Ableitung keine Spezialisierung. Unter Bezugnahme auf die in Abschnitt 1 zu Beispiel 1 gegebenen Erläuterungen fassen wir die Lasten als unmittelbar am Riegel wirkend auf und nennen $q(x)$ die an jedem Riegel angreifende Last. Die

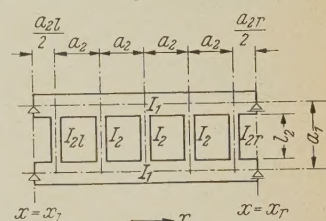


Abb. 4. Systembezeichnungen.

Steifigkeiten I_{2r} und I_{2l} der Endpfosten und deren Endabstand $a_{2r}/2$ bzw. $a_{2l}/2$ sind eingeführt, um alle Möglichkeiten der Endausbildung des Trägers zu erfassen. Speziell bedeuten $I_{2r} = I_{2l} = I_2$ und $a_{2r} = a_{2l} = a_2$ einen Träger nach Abb. 5a und $a_{2r} = a_{2l} = 0$ einen Träger nach Abb. 5b.

Wir denken uns die im Abstand a_2 vorhandenen Einzelpfosten der Biegesteifigkeit EI_2 ersetzt durch kontinuierlich angeordnete Lamellen (Abb. 3a, b) der Steifigkeit $EI_2 dx/a_2$. Im Falle der Abb. 5a sind die vorhandenen Einzelsteifigkeiten vollständig durch die Lamellen ersetzt. Nicht im Falle der Abb. 5b: die Steifigkeiten $EI_{2r,l}$ der letzten Pfosten sind nur zum Teil durch Lamellensteifigkeiten gedeckt. Um das gegebene System vollständig zu erfassen, haben wir neben den Lamellen an den Einzelpfosten der Steifigkeit $EI_{2r,l} - EI_2/2$ anzuordnen. Allgemein führen wir an Stelle der im Abstand a_2 angeordneten Pfosten Lamellen der Steifigkeit $EI_2 dx/a_2$ und zusätzliche Endpfosten der Steifigkeit $EI_{2r,l}$ ein (Abb. 6).

Das Einzugsgebiet der Endpfosten ist $(a_2 + a_{2r,l})/2$. Somit ist von ihrer Steifigkeit $EI_{2r,l}$ der Anteil $EI_2 (a_2 + a_{2r,l})/2 a_2$

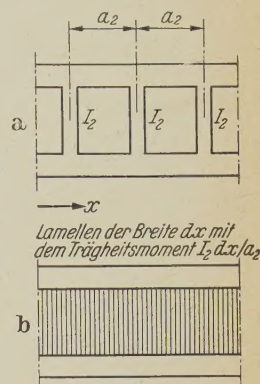


Abb. 3. a) gegebenes diskontinuierliches System; b) gedachtes kontinuierliches System.

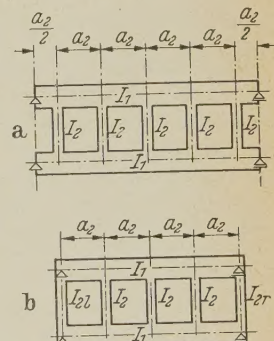


Abb. 5. Spezielle Systeme
a) $I_{2r} = I_{2l} = I_2$;
 $a_{2r} = a_{2l} = a_2$
b) $a_{2r} = 0$; $a_{2l} = 0$.



Abb. 6. Ersatzsystem.

Wenn wir aus dem Ersatzsystem $Y(x)$ und $X_{E,r,l}$ ermittelt haben, erhalten wir die eigentlich gesuchten unbekannten Pfostenquerkräfte (Abb. 9) für die Innenpfosten zu

$$X_K = \int_{x_K - \frac{a_2}{2}}^{x_K + \frac{a_2}{2}} Y(x) dx, \quad (19a)$$

für die Außenpfosten zu

$$X_1 = \int_{x_1}^{x_1 + \frac{a_2}{2}} Y(x) dx + X_{E,l}, \quad (19b)$$

$$X_n = \int_{x_n - \frac{a_2}{2}}^{x_r} Y(x) dx + X_{E,r}. \quad (19c)$$

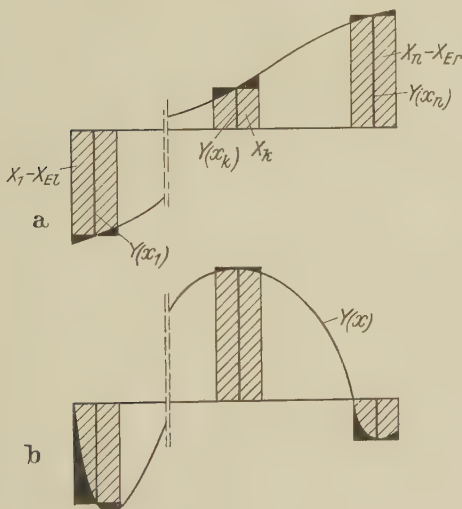
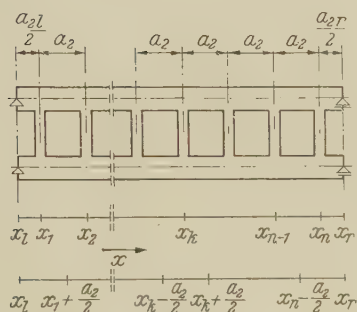


Abb. 9. Ermittlung der Pfostenquerkräfte X_k aus den Lamellenquerkräften $Y(x)$.

Mit Gl. (15) folgt aus Gl. (19)

$$X_K = \int_{x_K - \frac{a_2}{2}}^{x_K + \frac{a_2}{2}} Y_p(x) dx + \frac{2x_r}{a} \sinh \frac{a a_2}{2 x_r} \left[C_1 \cosh \alpha \frac{x_K}{x_r} + C_2 \sinh \alpha \frac{x_K}{x_r} \right], \quad (20a)$$

$$X_1 - X_{E,l} = \int_{x_1}^{x_1 + \frac{a_2}{2}} Y_p(x) dx + \frac{x_r}{a} C_1 \left(\sinh \alpha \frac{x_1 + \frac{a_2}{2}}{x_r} - \sinh \alpha \frac{x_1}{x_r} \right) + \frac{x_r}{a} C_2 \left(\cosh \alpha \frac{x_1 + \frac{a_2}{2}}{x_r} - \cosh \alpha \frac{x_1}{x_r} \right), \quad (20b)$$

$$X_n - X_{E,r} = \int_{x_n - \frac{a_2}{2}}^{x_r} Y_p(x) dx + \frac{x_r}{a} C_1 \left(\sinh \alpha - \sinh \alpha \frac{x_n - \frac{a_2}{2}}{x_r} \right) + \frac{x_r}{a} C_2 \left(\cosh \alpha - \cosh \alpha \frac{x_n - \frac{a_2}{2}}{x_r} \right). \quad (20c)$$

Wenn $Y(x)$ eine monotone Funktion ist, können wir hierfür als Näherung

$$X_K \sim \bar{X}_K = Y(x_K) \cdot a_2, \quad (21a)$$

$$X_1 \sim \bar{X}_1 = Y(x_1) \cdot \left(\frac{a_{2,l}}{2} + \frac{a_2}{2} \right) + X_{E,l}, \quad (21b)$$

$$X_n \sim \bar{X}_n = Y(x_n) \cdot \left(\frac{a_2}{2} + \frac{a_{2,r}}{2} \right) + X_{E,r} \quad (21c)$$

setzen, indem wir als Mittelwert des Einzugsbereichs den Wert der Funktion an der Bezugsstelle wählen. Diese Näherung ist für die Endpfosten trotz der Monotonie der Funktion $Y(x)$ jedoch nur dann ausreichend, wenn außerdem $a_{2,r}$, $a_{2,l}$ und a_2 etwa gleich groß sind oder die Funktion $Y(x)$ eine sehr flache Tangente hat. Während wir also z. B. für eine in Abb. 9a skizzierte Y -Kurve mit den Gln. (21) rechnen können, müssen wir bei einem Verlauf nach Abb. 9b die Gln. (20) benutzen oder X_K durch Flächenauszählung an der aufgezeichneten Y -Kurve ermitteln.

3. Gebrauchsfertige Formeln für einige spezielle Lagerungs- und Belastungsfälle

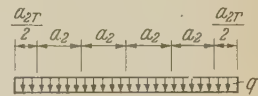
In Abschnitt 2 haben wir die Gleichungen abgeleitet, die es im konkreten Falle gestatten, die Beanspruchungsgrößen zu errechnen. Einige Lagerungs- und Belastungsfälle seien im folgenden behandelt, wobei wir uns auf eine Auswahl häufig vorkommender Systeme beschränken.

Es würde den Rahmen der vorliegenden Arbeit überschreiten, darüber hinaus noch weitere Spezialfälle der Lagerung und der Belastung formelmäßig anzugeben, zumal die Ermittlung der Konstanten im Einzelfall ohne Schwierigkeit möglich ist. Es soll lediglich erwähnt werden, daß auch unstetige Lasten $q(x)$ oder Einzellasten Q an beliebiger Stelle durch die Einführung mehrerer Bereiche, deren Kontinuität mittels Übergangsbedingungen gewahrt bleibt, behandelt werden können. Bei der Lösung $Y(x)$ für eine Einzellast l an einer beliebigen Stelle $\bar{x}$ tritt $\bar{x}$ in den Konstanten als Parameter auf, so daß wir $Y(x)$ als $Y(x, \bar{x})$ schreiben können. Für eine feste Stelle x haben wir dann unmittelbar formelgemäß die Einflußlinie, wobei die unabhängige Variable durch $\bar{x}$ dargestellt wird.

In den folgenden Beispielen nennen wir $x_r = l_1$ und $x_l = -l_1$ und führen zur vereinfachten Schreibweise

$$\xi = \frac{x}{x_r} = \frac{x}{l_1} \quad (22)$$

ein.



a) Der beidseits gelenkig gelagerte Träger unter konstanter Last $2q$ (q je Gurt) mit gleichen Endpfosten;

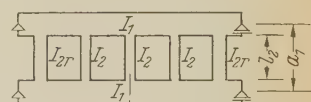


Abb. 10

Der an vier Punkten gemäß Abb. 10 gelagerte Viereckelträger kann als Folge der Symmetrie von Systemabmessungen und Last als an allen vier Lagern horizontal beweglich und damit als statisch bestimmt gelagert behandelt werden. Daher ist $A_0 = 0$, $A_1 = 0$ und $\delta_3 = 0$.

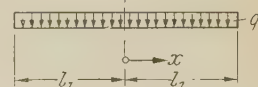


Abb. 10. System zu Abschnitt 3a)

Die Rieglmomentenfläche im durchschnittlichen System lautet

$$M_0(\xi) = \frac{q l_1^2}{2} (1 - \xi^2).$$

Da $M_0(\xi)$ höchstens quadratisch von ξ abhängig ist, ergibt sich nach Gl. (16)

$$Y_p(\xi) = 2 q \frac{l_1}{a_1} \xi.$$

Aus der Symmetrie von System und Last und damit der Antimetrie der Pfostenquerkräfte folgt ferner

$$C_1 = 0. \quad (24a)$$

Am Balkenende $x = l_1$ ist das Moment nach Gl. (2) und (10)

$$M_E(l_1) = -X_E \frac{a_1}{2} = -\frac{a_1 a_2}{2} \cdot \frac{I_E}{I_2} \cdot Y(l_1)$$

und nach Gl. (17)

$$M_E(l_1) = \frac{a_1 l_1^2}{2 a^2} \cdot Y'(l_1).$$

Somit ergibt sich als Randbedingung

$$l_1 Y'(l_1) + \beta Y(l_1) = 0$$

mit der Abkürzung

$$\beta = a^2 \cdot \frac{a_2 I_E}{l_1 I_2}. \quad (23)$$

Es ist nach Gl. (15) unter Beachtung von Gl. (24a)

$$Y(l_1) = 2 q \frac{l_1}{a_1} + C_2 \sinh \alpha,$$

$$l_1 \cdot Y'(l_1) = 2 q \frac{l_1}{a_1} + \alpha C_2 \cosh \alpha.$$

Es wird also

$$-\frac{a_1}{2 q l_1} \cdot C_2 = C_2' = \frac{1}{\alpha \cosh \alpha} \cdot \frac{1 + \beta}{1 + \beta \frac{\operatorname{Tgh} \alpha}{a}}. \quad (24b)$$

Nach Gl. (15) wird

$$Y(\xi) = 2 q \frac{l_1}{a_1} (\xi - C_2' \sinh \alpha \xi) \quad (25)$$

und nach Gl. (18)

$$M_E(\xi) = \frac{q l_1^2}{a^2} (1 - \alpha C_2' \cosh \alpha \xi). \quad (26)$$

Aus Gl. (20a—c) folgen die Pfostenquerkräfte:

$$X_K = 2 q l_1 \frac{a_2}{a_1} (\xi_K - C_2^0 \sinh \alpha \xi_K), \quad (27a)$$

mit

$$C_2^0 = C_2' \cdot \frac{2 l_1}{a a_2} \cdot \sinh \frac{\alpha a_2}{2 l_1},$$

$$X_n - X_{Er} = q l_1 \frac{a_2}{a_1} \left\{ \left(1 + \frac{a_{2r}}{a_2} \right) \left(1 - \frac{a_2 + a_{2r}}{4 l_1} \right) - \frac{2 l_1}{\alpha a_2} C_2' \left[\cosh \alpha - \cosh \alpha \left(1 - \frac{a_2 + a_{2r}}{2 l_1} \right) \right] \right\}, \quad (27b)$$

$$X_1 = -X_n. \quad (27c)$$

b) Der Kragträger unter konstanter Last $2q$ (q je Gurt), Abb. 11

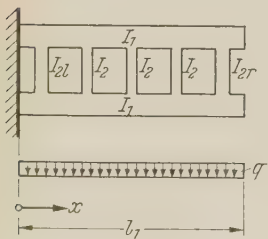
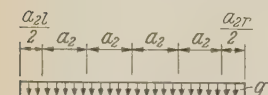


Abb. 11. System zu Abschnitt 3 b).

Auf Grund der mechanischen Bedeutung ist $A_0 = 0$ und $A_1 = 0$. Es ist:

$$M_0(\xi) = -\frac{q l_1^2}{2} (1 - \xi^2)$$

und damit nach Gl. (16)

$$Y_p(\xi) = -2 q \frac{l_1}{a_1} (1 - \xi).$$

Infolge der Einspannung in $x = 0$ ist $y'(0) = 0$ und

$\delta_3 = 0$ und daher nach Gl. (11) auch $Y(0) = 0$. Nach Gl. (15) liefert diese Bedingung

$$C_1 = 2 q \frac{l_1}{a_1}. \quad (28a)$$

Die zweite Randbedingung lautet wie in Abschnitt 3a

$$l_1 Y'(l_1) + \beta Y(l_1) = 0,$$

wobei in β nach Gl. (23) I_{Er} statt I_E zu setzen ist, und es ergibt sich

$$-\frac{a_1}{2 q l_1} C_2 = C_2' = \frac{\alpha \operatorname{Tgh} \alpha + \frac{1}{\cosh \alpha} + \beta}{\alpha \left(1 + \beta \frac{\operatorname{Tgh} \alpha}{a} \right)}. \quad (28b)$$

Nach Gl. (15) wird

$$Y(\xi) = -2 q \frac{l_1}{a_1} (1 - \xi - \cosh \alpha \xi + C_2' \sinh \alpha \xi) \quad (29)$$

und nach Gl. (18)

$$M_E(\xi) = \frac{q l_1^2}{a^2} (1 + \alpha \sinh \alpha \xi - \alpha C_2' \cosh \alpha \xi). \quad (30)$$

Aus Gl. (20a—c) folgen die Pfostenquerkräfte:

$$X_K = -2 q l_1 \frac{a_2}{a_1} (1 - \xi_K - C_1^0 \cosh \alpha \xi_K + C_2^0 \sinh \alpha \xi_K), \quad (31a)$$

$$\text{mit } C_1^0 = \frac{2 l_1}{a a_2} \sinh \frac{\alpha a_2}{2 l_1}; \quad C_2^0 = C_1^0 \cdot C_2',$$

$$X_1 = -q l_1 \frac{a_2}{a_1} \left[\left(1 + \frac{a_{2l}}{a_2} \right) \left(1 - \frac{a_2 + a_{2l}}{4 l_1} \right) - \frac{2 l_1}{\alpha a_2} \sinh \frac{\alpha (a_2 + a_{2l})}{2 l_1} + \frac{2 l_1}{\alpha a_2} C_2' \left(\cosh \frac{\alpha (a_2 + a_{2l})}{2 l_1} - 1 \right) \right], \quad (31b)$$

$$X_n - X_{Er} = -q l_1 \frac{a_2}{a_1} \left\{ \left(1 + \frac{a_{2r}}{a_2} \right) \cdot \frac{a_2 + a_{2r}}{4 l_1} - \frac{2 l_1}{\alpha a_2} \left[\sinh \alpha - \sinh \alpha \left(1 - \frac{a_2 + a_{2r}}{2 l_1} \right) \right] + \frac{2 l_1}{\alpha a_2} C_2' \left[\cosh \alpha - \cosh \alpha \left(1 - \frac{a_2 + a_{2r}}{2 l_1} \right) \right] \right\}. \quad (31c)$$

c) Der Kragträger unter einer Einzellast $2Q$ (Q je Gurt) am Kragende, Abb. 12

Analog zu Abschnitt 3b ist

$$M_1(\xi) = -Q l_1 (1 - \xi)$$

und

$$Y_p(\xi) = -2 Q / a_1,$$

$$C_1 = 2 Q / a_1, \quad (32a)$$

$$-\frac{a_1}{2 Q} C_2 = C_2' = \frac{\alpha \operatorname{Tgh} \alpha + \beta \left(1 - \frac{1}{\cosh \alpha} \right)}{\alpha \left(1 + \beta \frac{\operatorname{Tgh} \alpha}{a} \right)}, \quad (32b)$$

$$Y(\xi) = -\frac{2 Q}{a_1} (1 - \cosh \alpha \xi + C_2' \sinh \alpha \xi), \quad (33)$$

$$M_E(\xi) = \frac{Q l_1}{a} (\sinh \alpha \xi - C_2' \cosh \alpha \xi), \quad (34)$$

$$X_K = -2 Q \frac{a_2}{a_1} (1 - C_1^0 \cosh \alpha \xi_K + C_2^0 \sinh \alpha \xi_K), \quad (35a)$$

$$\text{mit } C_1^0 = \frac{2 l_1}{a a_2} \sinh \frac{\alpha a_2}{2 l_1}; \quad C_2^0 = C_1^0 \cdot C_2',$$

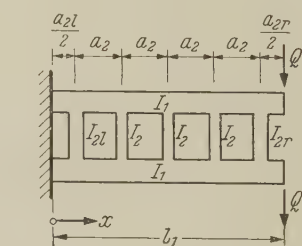
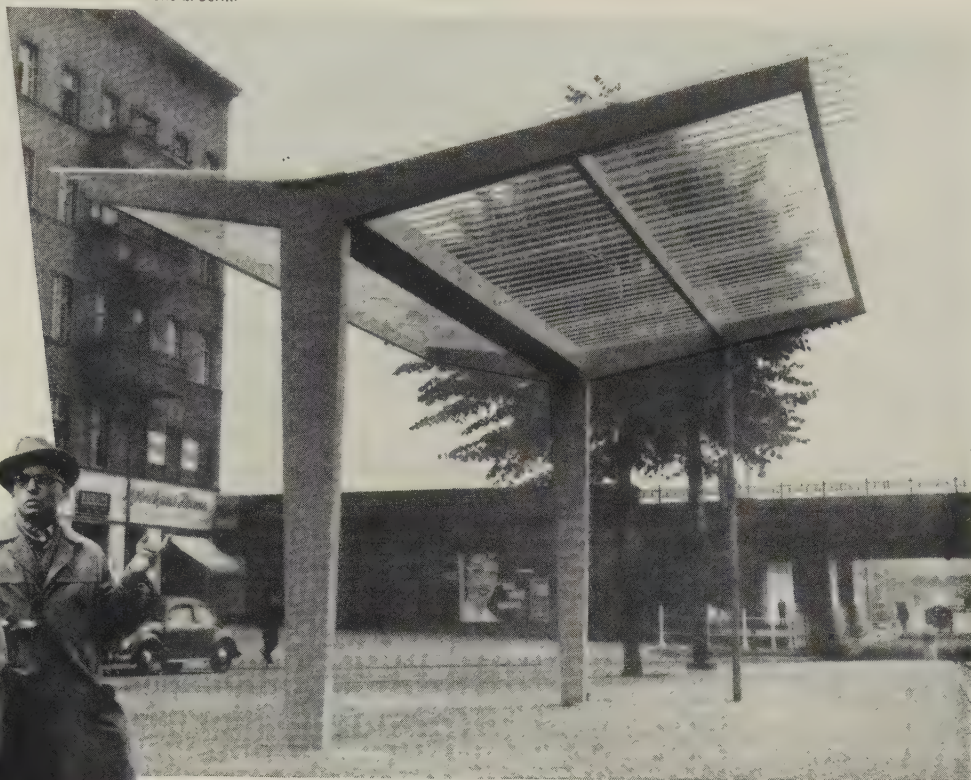


Abb. 12. System zu Abschnitt 3 c).

Überdachte Haltestelle in Berlin



Ein »glasklarer« Fall: wir nehmen *Plexiglas*

Die Entscheidung war nicht so einfach, vieles war zu überlegen: der Preis, die Bewährung und manches andere, auch ästhetische und psychologische Momente. Nach Prüfung anderer Werkstoffe entschieden sich Architekt und Bauherr für Welltafeln aus PLEXIGLAS, denn

PLEXIGLAS ist und bleibt glasklar. Es läßt bis zu 92% Licht durch und vermittelt auch an trüben Tagen die Vorstellung von Helligkeit.

Welltafeln aus PLEXIGLAS sind formsteif. Infolge ihres großen Widerstandsmoments ist der natürliche Durchhang dieser Tafeln verschwindend.

PLEXIGLAS ist unempfindlich gegen Kälte, Nässe und Sonne. Es springt nicht bei scharfem Frost und verändert sich nicht bei starker Sonnenbestrahlung. Es vergilbt oder trübt nicht und erleidet keine sonstigen Witterungsschäden.

PLEXIGLAS ist ein Sicherheitsglas. Es verträgt weit mehr, als man im allgemeinen Glas an Bruchfestigkeit zutrauen darf.

Aber denken Sie bei Welltafeln aus PLEXIGLAS nicht nur an Dachverglasung, unsere reich bebilderte Schrift »PLEXIGLAS im Bauwesen« zeigt Ihnen noch viele andere Anwendungsmöglichkeiten.

Der Name *Plexiglas* ist uns als Warenzeichen geschützt



ROHM & HAAS · GMBH · DARMSTADT



Formschön und kühn

und zugleich wirtschaftlich
baut man mit Spannbeton.
Zahlreiche Brücken und Hochbauten,
unzählige Fertigteile sind in den
letzten 20 Jahren mit

SIGMA-Spannbetonstahl

hergestellt worden.

Wir liefern Spannstäbe, Runddraht
und Ovaldraht mit Querrippen für
die verschiedensten Arbeitsverfahren.



HÜTTENWERK RHEINHAUSEN
AKTIENGESELLSCHAFT

$$X_1 = -Q \frac{a_2}{a_1} \left[1 + \frac{a_2 l}{a_2} - \frac{2 l_1}{a a_2} \sinh \frac{\alpha (a_2 + a_2 l)}{2 l_1} + \frac{2 l_1}{a a_2} C_2' \left(\cosh \frac{\alpha (a_2 + a_2 l)}{2 l_1} - 1 \right) \right], \quad (35b)$$

$$X_n - X_{Er} = -Q \frac{a_2}{a_1} \left\{ 1 + \frac{a_2 r}{a_2} - \frac{2 l_1}{a a_2} \left[\sinh \alpha - \sinh \alpha \left(1 - \frac{a_2 + a_2 r}{2 l_1} \right) \right] + \frac{2 l_1}{a a_2} C_2' \left[\cosh \alpha - \cosh \alpha \left(1 - \frac{a_2 + a_2 r}{2 l_1} \right) \right] \right\}. \quad (35c)$$

d) Der beidseits eingespannte Träger unter konstanter Last $2q$ (q je Gurt), Abb. 13

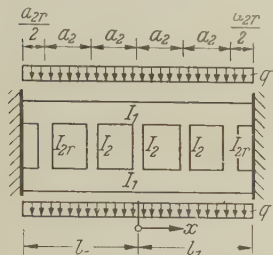


Abb. 13. System zu Abschnitt 3 d).

Aus Symmetriegründen ist $y'(0) = 0$ und $\delta_3 = 0$ und damit nach Gl. (11) $Y(0) = 0$, so daß nach Gl. (15)

$$C_1 = 0 \quad (36a)$$

wird. Ferner ist an der Einspannstelle $y'(l_1) = 0$ und damit nach Gl. (11) auch $Y(l_1) = 0$. Aus dieser Bedingung liefert Gl. (15)

$$C_2 = -\frac{2 q l_1}{a_1 \sinh \alpha}. \quad (36b)$$

Nach Gl. (15) und (18) wird

$$Y(\xi) = \frac{2 q l_1}{a_1} \left(\xi - \frac{\sinh \alpha \xi}{\sinh \alpha} \right), \quad (37)$$

$$M_E(\xi) = \frac{q l_1^2}{a^2} \left(1 - \frac{\alpha \cosh \alpha \xi}{\sinh \alpha} \right), \quad (38)$$

Für den Fall des beidseits eingespannten Balkens verschwindet somit der Einfluß der Endpfosten. Dies rührt daher, daß an der Einspannstelle keine Pfosten- und Lamellenverformung stattfindet, d. h. X_E und $Y(l_1)$ verschwinden, und zwar ohne Rücksicht auf den Wert eines eventuell verbleibenden Restträgheitsmomentes und damit eines zusätzlichen Endpfostens im Ersatzsystem.

Gl. (37) und (38) können auch aus Gl. (25) und (26) des gelenkig gelagerten Trägers mittels einer Grenzbetrachtung gewonnen werden. Wenn die Steifigkeit des Endpfostens unendlich wird, ist der gelenkig gelagerte Träger mit dem eingespannten Träger identisch. Nach Gl. (23) bedeutet dies $\beta \rightarrow \infty$. Dafür wird nach Gl. (24) $C_2 = 1/\sinh \alpha$, woraus die Identität von Gl. (25) und (26) für diesen Grenzfall mit Gl. (37) und (38) folgt.

Die Pfostenquerkräfte ergeben sich nach Gl. (20a—c) und (10):

$$X_K = 2 q l_1 \frac{a_2}{a_1} \left(\xi_K - C_2^0 \frac{\sinh \alpha \xi_K}{\sinh \alpha} \right), \quad (39a)$$

$$\text{mit } C_2^0 = \frac{2 l_1}{a a_2} \sinh \frac{\alpha a_2}{2 l_1},$$

$$X_n = q l_1 \frac{a_2}{a_1} \left[\left(1 + \frac{a_2 r}{a_2} \right) \left(1 - \frac{a_2 + a_2 r}{4 l_1} \right) - \frac{2 l_1}{a a_2} \frac{\cosh \alpha - \cosh \alpha \left(1 - \frac{a_2 r + a_2}{2 l_1} \right)}{\sinh \alpha} \right], \quad (39b)$$

$$X_1 = -X_n. \quad (39c)$$

4. Beispiele zu Abschn. 3a. Vergleich mit den Ergebnissen der Rahmenrechnung

Im folgenden wird ein Beispiel ausführlich durchgerechnet, um die numerische Behandlung des Verfahrens zu erläutern. Anschließend folgt eine Zusammenstellung der Ergebnisse von insgesamt 9 Beispielen, die mit den Ergebnissen einer strengen Rechnung verglichen werden.

a) Die ausführliche numerische Behandlung eines Beispiels (Abb. 14)

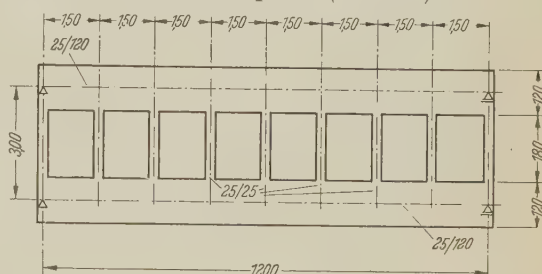


Abb. 14. Abmessungen des Beispiels zu Abschnitt 4 a).

Die Berechnung der Schnittgrößen wird mit den in den Abschnitten 2 und 3a abgeleiteten Gleichungen durchgeführt. Es folgt

$$\text{nach Gl. (1)} \quad EI_E = EI_2 \left(1 - \frac{1}{2} \right) = \frac{1}{2} EI_2,$$

$$\text{nach Gl. (14)} \quad \alpha^2 = \frac{6 a_1^2 l_1^2}{a_2 l_2^3} \cdot \frac{I_2}{I_1} = 2,00939,$$

$$\text{hieraus} \quad \alpha = 1,4175,$$

$$\text{nach Gl. (23)} \quad \beta = \alpha^2 \cdot \frac{a_2}{l_1} \cdot \frac{I_E}{I_2} = 0,2512.$$

Mit $\cosh \alpha = 2,1846$, $\tanh \alpha = 0,8891$ und $\sinh \frac{\alpha a_2}{2 l_1} = 0,1781$ ergeben sich die Festwerte

$$\text{nach Gl. (24b)} \quad C_2' = 0,3490,$$

$$\text{nach Gl. (27a)} \quad C_2^0 = 0,3509.$$

In Tabelle 1 sind die Pfostenquerkräfte X_k nach Gl. (27a) in den Spalten (1) bis (4) errechnet. Der Wert X_n

Tabelle 1: Ermittlung der Schnittgrößen zum Beispiel nach Abb. 14

(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)
ξ	$\alpha \xi$	$\sinh \alpha \xi$	$\frac{X_K}{q l_1}$	$\frac{M_0(\xi)}{q l_1^2}$	$\frac{M(\xi)}{q l_1^2}$	$\frac{N(\xi)}{q l_1}$
0,00	0,0000	0,0000	0,000	0,500	+ 0,256	— 0,979
0,25	0,3544	0,3618	0,123	0,469	+ 0,224 + 0,255	— 0,979 — 0,856
0,50	0,7088	0,7696	0,230	0,375	+ 0,161 + 0,219	— 0,856 — 0,323
0,75	1,0632	1,2751	0,303	0,219	+ 0,063 + 0,139	— 0,626 — 0,323
1,00	1,4175	1,9423	0,323	0	— 0,080	— 0,323

in Spalte (4), d. h. X_k an der Stelle $\xi = 1$, ist gesondert ermittelt, da für ihn an Stelle der Gl. (27a) die Gl. (27b) maßgebend ist. Danach folgt

$$X_n - X_{Er} = 0,1619 q l_1.$$

Aus Gl. (10) ergibt sich

$$X_{Er} = \frac{a_2}{2} \cdot Y(\xi = 1) = 0,1610 q l_1,$$

hieraus also

$$X_n = (0,1619 + 0,1610) q l_1 = 0,323 q l_1.$$

Die Momentverteilung in den Riegeln des gegebenen Systems errechnet sich aus

$$M(\xi) = M_0(\xi) - \sum_k X_k \cdot \frac{a_1}{2};$$

sie ist in Spalte (5) und (6) der Tabelle 1 errechnet. Außerdem erhalten die Riegel Normalkräfte N , die aus

$$N(\xi) = - \sum_k X_k$$

folgen und in Spalte (7) der Tabelle 1 angegeben sind. Damit sind alle für die Bemessung der Riegel maßgebenden Schnittgrößen bekannt.

b) Vergleichende Zusammenstellung der Ergebnisse von 9 Zahlenbeispielen

Es sind die numerischen Ergebnisse der Durchrechnung einer Reihe aus 9 Beispielen in Tabelle 2 zusammengestellt; Beispiel 7 ist identisch mit dem in Abschnitt 4a behandelten System. Alle Träger sind beidseits gelenkig gelagert und stimmen in folgenden Abmessungen überein (vgl. Abb. 5b):

$$a_2 = 1,50 \text{ m}, \quad \text{Pfosten } b/d = 25/25 \text{ cm},$$

$$a_1 = 3,00 \text{ m}, \quad I_{2l} = I_{2r} = I_2,$$

$$a_{2l} = a_{2r} = 0.$$

Die Pfostenanzahl (infolge des festen Pfostenabstandes a_2 damit die Spannweite l_1) und die Riegelabmessungen (infolge des festen Abstandes a_1 der Riegelsystemlinien damit die Spannweite l_2) sind in den Beispielen variiert. Die Systemwerte sind in Spalte (2) der Tabelle 2 angegeben. In Spalte (3) sind die Rieglmomente vergleichend zusammengestellt, und zwar für jedes Beispiel

das Rieglmoment $M_0(\xi)$ ohne Berücksichtigung der Pfostensteifigkeit,

das Rieglmoment $M_E(\xi)$ des gedachten Ersatzsystems und das tatsächlich wirkende Rieglmoment $M(\xi)$.

In Spalte (4) sind die Pfostenquerkräfte nach verschiedenen Rechenverfahren angegeben, und zwar

Spalte 4.1: nach Gl. (27) des vorliegenden Rechenverfahrens,

Spalte 4.2: nach den Näherungsformeln Gl. (21) des vorliegenden Rechenverfahrens,

Spalte 4.3: nach einer elastischen Rahmenrechnung, wobei aber freie Verformbarkeit der Pfosten nur auf Lichtweite zwischen den Riegeln angenommen wurde = „strenge“ elastische Lösung,

Spalte 4.4: nach der üblichen Rahmenrechnung, d. h. es wurde voneinander unabhängige Verformbarkeit der Riegel und Pfosten auf die Länge ihrer Systemlinien vorausgesetzt.

Im folgenden seien die in Tabelle 2 zusammengestellten Ergebnisse diskutiert:

Ein Vergleich der Spalten (4.1) und (4.3) zeigt die außerordentlich gute Übereinstimmung der Rechenergebnisse des hier hergeleiteten Verfahrens mit denen der strengen elastischen Rechnung. Diese gute Übereinstimmung ist insbesondere bei den Beispielen 1—3 überraschend, weil hier bei den wenigen Pfosten das verwischende Ersatzsystem einen viel stärkeren Eingriff bedeutet als für die Beispiele mit an sich schon vielen Pfosten. Wie die Momentendarstellungen der Spalte (3) deutlich zeigen, gibt die Momentenfläche des Ersatzsystems (M_E) einen mittleren Verlauf der tatsächlichen Momentenfläche (M) wieder. Dies war nach der Anlage des gedachten Ersatzsystems auch zu erwarten. Je steifer die Riegel sind,

um so geringer ist das Pendeln der tatsächlichen Momentenwerte um die mittleren Werte des Ersatzsystems. Bei sehr weichen Riegeln (Beispiele 3, 6 und 9) sind die Unterschiede der Ersatzmomente und der tatsächlichen Momente recht erheblich. Dies bedeutet aber keine Einschränkung für die Anwendbarkeit des Verfahrens, da die Ersatzmomentenfläche nur Mittel zum Zweck sein soll; der Zweck ist die Ermittlung der statisch Überzähligen X_k . Die Beispiele zeigen trotz der großen Rieglmomentenabweichungen von Ersatz- und wirklichem System sehr gute Übereinstimmung, was daher rührt, daß für die Pfostenverformung die Riegelverformung maßgebend ist, die bei der gemittelten Momentenfläche des Ersatzsystems und der darum pendelnden Sägemomentenfläche des wirklich gegebenen Systems etwa identisch ist. Wie die bereits oben erwähnte gute Übereinstimmung der Spalten 4.1 und 4.3 erkennen läßt, ist bei dem für die Kurven der Spalte (3) gewählten Maßstab ein Unterschied in den Momentenflächen, einmal ermittelt aus den nach dem vorliegenden System errechneten Querkraften laut Spalte (4.1) und zum anderen ermittelt aus den nach einer strengen elastischen Rechnung folgenden Querkraften laut Spalte (4.3), nicht darstellbar; beide Flächen sind durch die ausgezogenen Kurven für $M(\xi)$ gegeben.

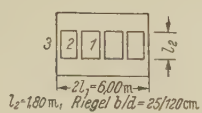
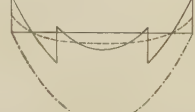
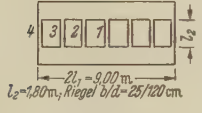
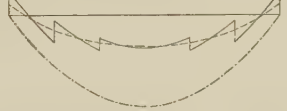
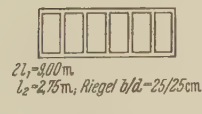
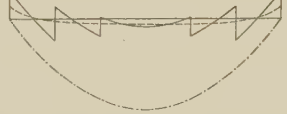
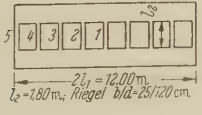
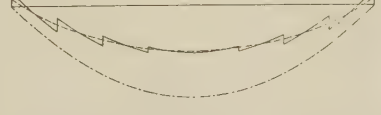
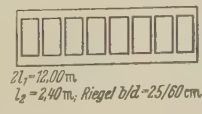
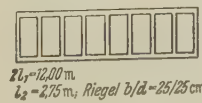
Die in Spalte (2) angegebenen, auf Grund von Näherungsformeln für das vorliegende Verfahren ermittelten Werte der Pfostenquerkräfte zeigen eine um so bessere Übereinstimmung mit den tatsächlichen Werten, je steifer die Riegel im Verhältnis zu den Pfosten sind. Die Anwendbarkeit dieser Näherungsformeln ist nach den in Abschnitt 2 gegebenen Erläuterungen an gewisse Bedingungen im Verlauf der Kurve für die Ersatzquerkräfte $Y(\xi)$ gebunden. Diese Bedingungen sind bei den Steifigkeitsverhältnissen der Beispiele 3, 6 und 9 in keiner Weise mehr erfüllt, so daß die größte auftretende Abweichung mit ungefähr 12 % des strengen Wertes als sehr niedrig zu bezeichnen ist.

Schließlich vergleichen wir die Ergebnisse der üblichen Rahmenrechnung von Spalte (4.4) mit den tatsächlich auftretenden Werten und stellen fest, daß bei großen Riegelabmessungen die Abweichungen erheblich sind, maximal für Beispiel 1 74 % des tatsächlichen Wertes, d. h. der errechnete Wert ist nur ein Viertel des auftretenden Wertes. Dies ist ohne weiteres einzusehen, wenn man bedenkt, daß bei einer in der allgemein üblichen Weise durchgeführten elastischen Rahmenrechnung, die sich eines Systems von mit Trägheitsmomenten belegten Systemlinien bedient, die Pfosten im vorliegenden Beispiel 1 auf die Systemlänge von 3,0 m verformbar angenommen werden, während sie tatsächlich nur auf ihre Lichtweite von 1,8 m frei verformbar sind.

5. Zusammenfassung. Ausblick

In der vorliegenden Arbeit wurde am Beispiel des Vierendeelträgers mit gleichen Riegelträgheitsmomenten ein Näherungsverfahren entwickelt, das es gestattet, an Stelle einer Vielzahl gleichartiger statisch überzähliger Einzelgrößen eine einzige Ersatzfunktion zu ermitteln, die ihrerseits dann durch stückweise Integration die Einzelgrößen liefert. Dies Verfahren ist aber nicht nur für den Vierendeelträger anwendbar, für dessen rechnerische Behandlung schon eine ganze Reihe Spezialrechenanweisungen vorhanden sind. Vielmehr läßt es sich auf alle Arten von regelmäßig gegliederten Systemen anwenden, wie z. B. den Vierendeelträger mit ungleichen Riegelsteifigkeiten, den mehrstöckigen Vierendeelträger und allgemein ganzer gegliederter Gebäudefassaden (Abb. 2). In einem demnächst folgenden Bericht wird als praktisches Beispiel die rechnerische Behandlung der aufgegliederten Giebelwand eines Hochhauses, die der Aufnahme lotrechter und waagrecht Lasten dienen sollte, nach dem in den Grundgedanken hier behandelten Verfahren gezeigt werden.

Tabelle 2. Vergleichende Zusammenstellung von 9 Zahlenbeispielen.

(1)	(2)	(3)	(4)				
Bei- spiel Nr.	System Alle Beispiele: beidseits gelenkige Lagerung $a_1 = 3,00\text{ m}$; $a_2 = 1,50\text{ m}$ Pfosten $b/d = 25/25\text{ cm}$	Rieglmomente $\cdots\cdots\cdots M_0(\xi)$ $----- M_E(\xi)$ $----- M(\xi)$	Pfostenquerkräfte				
			4.0	4.1	4.2	4.3	4.4
			Pfosten Nr.	$\frac{X_K}{q l_1}$ nach Gl. (27)	$\frac{X_K}{q l_1}$ nach Gl. (21)	$\frac{X_K}{q l_1}$ streng	$\frac{X_K}{q l_1}$ Rahmen- rechnung
1			1 2 3	0 0,087 0,125	0 0,089 0,126	0 0,088 0,125	0 0,023 0,034
2			1 2 3	0 0,193 0,265	0 0,198 0,264	0 0,195 0,261	0 0,131 0,182
3			1 2 3	0 0,400 0,427	0 0,415 0,376	0 0,400 0,413	0 0,382 0,408
4			1 2 3 4	0 0,113 0,198 0,228	0 0,114 0,201 0,228	0 0,114 0,200 0,227	0 0,035 0,061 0,071
5			1 2 3 4	0 0,207 0,359 0,392	0 0,209 0,365 0,387	0 0,207 0,361 0,386	0 0,155 0,272 0,303
6			1 2 3 4	0 0,320 0,572 0,483	0 0,322 0,586 0,418	0 0,318 0,574 0,471	0 0,311 0,557 0,473
7			1 2 3 4 5	0 0,123 0,230 0,303 0,323	0 0,124 0,231 0,305 0,322	0 0,123 0,230 0,304 0,321	0 0,044 0,082 0,108 0,118
8			1 2 3 4 5	0 0,194 0,363 0,472 0,477	0 0,195 0,366 0,477 0,469	0 0,194 0,363 0,475 0,470	0 0,157 0,294 0,386 0,399
9			1 2 3 4 5	0 0,248 0,487 0,659 0,510	0 0,249 0,489 0,672 0,440	0 0,247 0,485 0,663 0,500	0 0,246 0,478 0,647 0,505

Beitrag zur Berechnung von Spannbeton-Konstruktionen

Von o. Prof. Dr.-Ing. Konrad Sattler, Berlin

Auszugsweise vorgetragen im September 1956 bei dem Symposium in Varenna
zu Ehren von Prof. Arturo Danusso, Mailand

Allgemeines

In den letzten Jahren wurden verschiedentlich Verfahren zur Berechnung von Spannbeton-Konstruktionen veröffentlicht (siehe [1] bis [10] mit weiterem Schrifttumverzeichnis). Auf Grund umfangreicher Arbeiten kann nachstehend ein allgemeines Verfahren gezeigt werden, das die schnelle und genaue Erfassung beliebiger Systeme — statisch bestimmter und statisch unbestimmter — ermöglicht. Die übliche Rechengenauigkeit wird hierbei eingehalten. Wesentlich ist bei nichtsymmetrischer Vorspannung, ob die Stahleinlagen ein nennenswertes Eigenträgheitsmoment I'_{st} um ihren eigenen Schwerpunkt aufweisen oder nicht. Ein solches kann sowohl durch eine Spreizung der Vorspannstähle als auch durch eine zusätzliche schlaife Bewehrung (z. B. Schwindbewehrung) bewirkt werden. Für $I'_{st} = 0$ ergibt sich ein geringerer Rechenaufwand als bei dem Vorhandensein nennenswerter Beträge von I'_{st} . Es wird im Abschnitt IV ein Querschnittskennwert k angegeben, der sofort erkennen läßt, ob trotz des Vorhandenseins eines Wertes von I'_{st} noch mit dem einfacheren Verfahren für $I'_{st} = 0$ gerechnet werden kann. Das Verfahren ohne Berücksichtigung von I'_{st} wird in den Abschnitten I, II, III, das mit I'_{st} im Abschnitt IV gezeigt. Der Fall mit symmetrisch angeordneten Vorspannstählen mit $I'_{st} \neq 0$ wird als Sonderfall in Abschnitt I, II und III miteinfaßt.

Den Untersuchungen liegt ein konstanter Modul E_b des Betons zugrunde. Bezüglich der Festlegung der Wirkungsrichtungen (Pfeilrichtungen) von Kräften und Momenten gilt folgendes:

Legt man eine Längsseite eines Trägerelementes ds als Bezugslinie (BL) fest (Abb. 1), so werden die Pfeilrichtungen auf das Schnittufer bezogen, das sich durch Drehen im Uhrzeigersinn in den Träger hinein ergibt. Wirken Kräfte und Momente in entgegengesetzter Richtung, als wie diese bei der Ableitung der nachstehenden Formeln in den Belastungsbildern (z. B. Abb. 3 und 4) eingeführt werden, so sind diese mit negativen Vorzeichen in der Berechnung zu berücksichtigen bzw. es drehen sich beim Erhalt negativer Verteilungs- und Umlagerungsgrößen die Wirkungsrichtungen der angenommenen Pfeilrichtungen um.

Alle Querschnittswerte werden auf die Stahlfläche bzw. auf den Modul $E_e = 2100 \text{ t/cm}^2$ des Stahles bezogen.

I. Beanspruchungen bei statisch bestimmten Systemen

A. Unsymmetrische Lage der Vorspannstähle ($I'_{st} = I_z = 0$)

1. Querschnittswerte (Abb. 2)

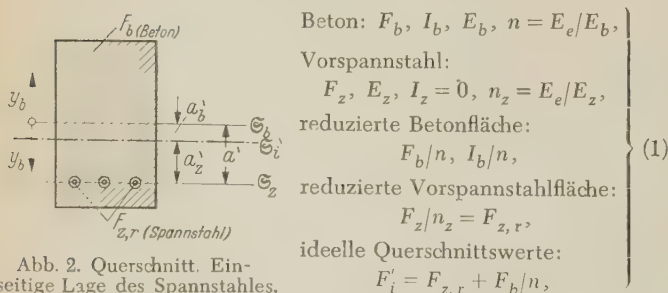


Abb. 2. Querschnitt. Einseitige Lage des Spannstahles.

$$\left. \begin{aligned} a'_z &= \frac{a' \cdot \frac{1}{n} \cdot F_b}{F'_i}; & S'_i &= a'_z \cdot F_{z,r} = \frac{a' \cdot F_{z,r} \cdot \frac{1}{n} \cdot F_b}{F'_i}, \\ I'_i &= \frac{1}{n} \cdot I_b + \frac{1}{n} \cdot F_b \cdot a'^2_b + F_{z,r} \cdot a'^2_z = \frac{1}{n} \cdot I_b + a' \cdot S'_i, \\ \text{ideelles Trägheitsmoment der Betonfläche um den} & \\ \text{Schwerpunkt des Stahlquerschnittes:} & \\ I'_{b,z} &= I_b + F_b \cdot a'^2_z, \\ \text{Umlagerungskennwert: } \alpha_z &= \frac{F_{z,r} \cdot \frac{1}{n} \cdot I'_{b,z}}{F'_i \cdot I'_i}, \end{aligned} \right\} \quad (1)$$

Liegt $\mathfrak{S}_z$ oberhalb $\mathfrak{S}_b$ ist a' in allen Formeln negativ einzuführen.

2. Spannungen für konstante, zeitunabhängige Belastung

a) Verteilungsgrößen zur Zeit $t = 0$ (ohne Kriechen und Schwinden). Die einzelnen Belastungszustände werden zweckmäßig in ihre auf den Beton und Stahl entfallenden Anteile zerlegt, deren Größe davon abhängt, ob es sich um Belastungen vor oder nach dem Auspressen der Umhüllungsrohre handelt. Die Endwerte ergeben sich durch Superposition entsprechend den Wirkungsrichtungen.

a) Belastungen vor dem Auspressen (M_0, N_0, V). Beliebige ständige Belastungen (M_0, N_0) und die Vorspannkraft V wirken auf den Betonquerschnitt. Entsprechend Abb. 3 ergibt sich:

$$M_{b,0} = M_0 - V \cdot a', \quad N_{b,0} = N_0 + V, \quad N_{z,0} = V. \quad (2)$$

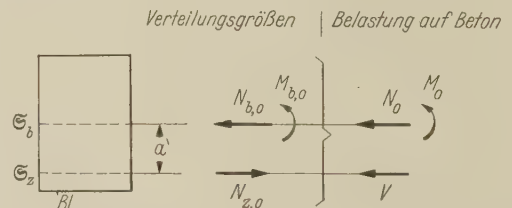


Abb. 3. Verteilungsgrößen für Belastung vor dem Auspressen.

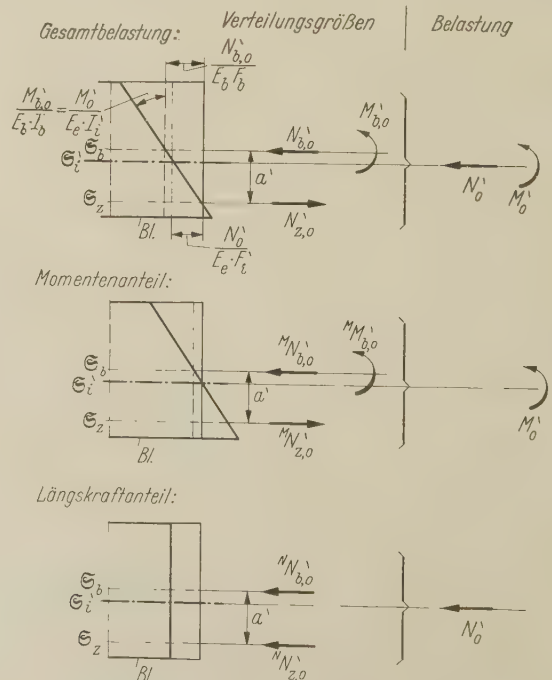


Abb. 4. Verteilungsgrößen für Belastung nach dem Auspressen.

β) Belastungen nach dem Auspressen (M'_0, N'_0). Im Schwerpunkt $\mathcal{E}'_i$ wirken das Moment M'_0 und die Längskraft N'_0 (Abb. 4). Unter Berücksichtigung des Ebenbleibens der Querschnitte ergibt sich in bekannter Weise [3] und [11]:

Wirkung M'_0 allein:

$$M_{b,0} = \frac{1}{n} \cdot I_b \cdot M'_0; \quad N_{b,0} = M_{z,0} = \frac{S'_i}{I'_i} \cdot M'_0.$$

Wirkung N'_0 allein:

$$N_{b,0} = 0; \quad N_{b,0} = \frac{1}{n} \cdot F_b \cdot N'_0; \quad N_{z,0} = \frac{F_{z,r}}{F'_i} \cdot N'_0. \quad (3)$$

Somit ist:

$$M_{b,0} = M_{b,0} + N'_{b,0} \hat{+} N'_{z,0}, \quad N'_{z,0} = M_{z,0} \hat{+} N'_{z,0},$$

γ) Gesamtbelastungszustand zur Zeit $t = 0$.

$$M_{b,0}^* = M_{b,0} + M'_{b,0}, \quad N_{b,0}^* = N_{b,0} + N'_{b,0}, \quad N_{z,0}^* = N_{z,0} + N'_{z,0}. \quad (4)$$

$$\sigma_{b,0} = \pm \frac{N_{b,0}^*}{F_b} \pm M_{b,0}^* \cdot \frac{y_b}{I_b}; \quad \sigma_{z,0} = \frac{N_{z,0}^*}{F_z}. \quad (5)$$

b) Umlagerungsgrößen aus Kriechen und Schwinden ($t = t_n$). Unter Berücksichtigung des Ebenbleibens des Querschnittes ergeben sich in bekannter Weise die Umlagerungsgrößen aus Kriechen (Kriechzahl φ) und Schwinden (Endschwindmaß ε_s) mit den Bezeichnungen nach Abb. 5

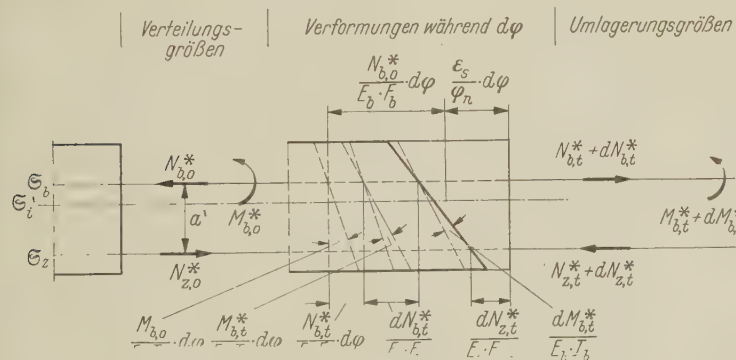


Abb. 5. Verformungen aus Verteilungs- und Umlagerungsgrößen während $d\varphi_t$.

Gleichgewichtsbedingung:

$$M_{b,t}^* = N_{z,t}^* \cdot a', \quad dM_{b,t}^* = dN_{z,t}^* \cdot a';$$

Kontinuitätsbedingung:

$$\frac{\varepsilon_s}{\varphi_n} \cdot d\varphi + \frac{N_{b,0}^*}{E_b \cdot F_b} \cdot d\varphi - \frac{N_{b,t}^*}{E_b \cdot F_b} \cdot d\varphi - \frac{dN_{b,t}^*}{E_b \cdot F_b} - \frac{a' \cdot M_{b,0}^*}{E_b \cdot I_b} \cdot d\varphi - \frac{a' \cdot M_{b,t}^*}{E_b \cdot I_b} \cdot d\varphi - \frac{a' \cdot dM_{b,t}^*}{E_b \cdot I_b} = \frac{dN_{z,t}^*}{E_e \cdot F_{z,t}}.$$

Mit α_z nach Gl. (1) und $N_{sch} = \varepsilon_s \cdot E_b \cdot F_b$ erhält man daraus:

$$\frac{dN_{z,t}^*}{d\varphi} + \alpha_z \cdot N_{z,t}^* + \alpha_z \cdot \frac{I_b}{I'_{b,z}} \cdot \left[-N_{b,0}^* - \frac{N_{sch}}{\varphi_n} + \frac{a' \cdot F_b}{I_b} \cdot M_{b,0}^* \right] = 0$$

und als Lösung die Umlagerungsgrößen:

$$N_{z,t}^* = \frac{I_b}{I'_{b,z}} \cdot \left[N_{b,0}^* + \frac{N_{sch}}{\varphi_n} - \frac{a' \cdot F_b}{I_b} \cdot M_{b,0}^* \right] \cdot (1 - e^{-\alpha_z \cdot \varphi_n}) \quad (6)$$

$$M_{b,t}^* = a' \cdot N_{z,t}^*, \quad N_{b,t}^* = N_{z,t}^*.$$

Die zugehörigen Änderungen der Spannungen ergeben sich entsprechend Gl. (5).

Wirkt der Zustand α) allein, sind $M_{b,0}$ und $N_{b,0}$ nach Gl. (2), wirkt der Zustand β) allein, sind $M'_{b,0}$ und $N'_{b,0}$ nach Gl. (3) statt $M_{b,0}$ und $N_{b,0}$ nach Gl. (4) in Gl. (6) einzuführen. Bei Berechnung der Kriechanteile allein entfällt dabei die Größe N_{sch}/φ_n . Diese Gleichungen lassen sich leicht in die in [4], [7] entwickelten Formeln umformen.

Für ein Moment M'_0 allein und ohne Schwinden ergibt sich z. B.:

$$N_{z,t}^* = - \frac{I_b}{I'_{b,z}} \cdot \frac{a' \cdot \left(\frac{1}{n} F_b \right)^2}{F'_i \cdot I'_i} \cdot M'_0 \cdot (1 - e^{-\alpha_z \cdot \varphi_n}).$$

3. Spannungen für linear mit φ_t anwachsende Belastung ($M'_{0(\varphi)}, N'_{0(\varphi)}$).

Tritt nach dem Auspressen eine linear mit φ_t anwachsende Belastung auf, die den Endwerten $M'_{0(\varphi_n)}$ und $N'_{0(\varphi_n)}$ zustrebt (Abb. 6), so werden kleinere Umlagerungsgrößen $\bar{N}_{z,t}$, $\bar{M}_{b,t}$, $\bar{N}_{b,t}$ auftreten, als wenn die Endwerte von $\varphi_t = 0$ bis $\varphi_t = \varphi_n$ in konstanter Größe wirken würden.

Man erhält nach Gl. (3) für einen bestimmten Wert φ_t die Verteilungsgrößen:

$$N'_{b,0(\varphi)} = N'_{b,0(\varphi_n)} \cdot \frac{\varphi_t}{\varphi_n}; \quad M'_{b,0(\varphi)} = M'_{b,0(\varphi_n)} \cdot \frac{\varphi_t}{\varphi_n}. \quad (7)$$

Entsprechend 2, b gewinnt man die Differentialgleichung für die zugehörigen Umlagerungsgrößen — in der nun aber zeitabhängige Belastungsglieder auftreten — in der Form:

$$\frac{d\bar{N}_{z,t}}{d\varphi_t} + \alpha_z \cdot \bar{N}_{z,t} + \alpha_z \cdot \frac{I_b}{I'_{b,z}} \cdot \frac{1}{\varphi_n} \cdot \left[-N'_{b,0(\varphi_n)} + \frac{a' \cdot F_b}{I_b} \cdot M'_{b,0(\varphi_n)} \right] \cdot \varphi_t = 0,$$

mit der Lösung von [11], S. 112, für den Endzustand φ_n :

$$\bar{N}_{z,t}(\varphi_n) = \frac{1}{\varphi_n} \cdot \frac{I_b}{I'_{b,z}} \cdot \left[N'_{b,0(\varphi_n)} - \frac{a' \cdot F_b}{I_b} \cdot M'_{b,0(\varphi_n)} \right] \cdot \left[\varphi_n - \frac{1}{\alpha_z} \cdot (1 - e^{-\alpha_z \cdot \varphi_n}) \right]. \quad (8)$$

Schwinden entfällt hierbei, da dieses bereits unter 2, b erfaßt ist.

Zur Vereinfachung der Rechnung denkt man sich die Endwerte der Belastung $N'_{b,0(\varphi_n)}$ und $M'_{b,0(\varphi_n)}$ mit dem Faktor ψ reduziert, dafür aber von $\varphi = 0$ bis φ_n konstant wirkend (Abb. 7). Will man in beiden Fällen die gleichen Umlagerungsgrößen erhalten, so muß sein:

$\bar{N}_{z,t}(\varphi_n)$ nach Gl. (8) = $N_{z,t}^*$ nach Gl. (6) für die mit ψ reduzierte Belastung.

Daraus ergibt sich:

$$\psi = \frac{\alpha_z \cdot \varphi_n - (1 - e^{-\alpha_z \cdot \varphi_n})}{\alpha_z \cdot \varphi_n \cdot (1 - e^{-\alpha_z \cdot \varphi_n})}. \quad (9)$$

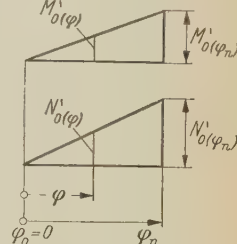


Abb. 6. Momente und Längskräfte aus linear mit φ_t anwachsender Belastung.

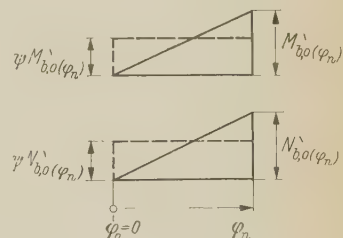


Abb. 7. Konstante Ersatzlast statt linear mit φ_t anwachsender Belastung für Kriechberechnung.

bzw. in ausgezeichneten Näherung:

$$\psi = 0,5 + 0,08 \cdot \alpha_z \cdot \varphi_n. \quad (9a)$$

Bei Spannbeton-Konstruktionen schwankt α_z etwa zwischen 0,01 und 0,3 und ψ somit zwischen 0,5 und 0,6.

Die Berechnung der Verteilungs- und Umlagerungsgrößen kann daher in einfacher Weise wie folgt durchgeführt werden:

a) Verteilungsgrößen aus Belastungen $M'_{b,0}(\varphi_n)$ und $N'_{b,0}(\varphi_n)$.

$$N'_{b,0}, M'_{b,0} \text{ und } N'_{z,0} \quad (10)$$

werden nach Gl. (3) ermittelt.

b) Umlagerungsgrößen aus Kriechen (ohne Schwinden). Mit $M_{b,0}$ und $N_{b,0}$ nach Gl. (10) wird:

$$\left. \begin{aligned} N_{z,t}^* &= \psi \cdot \frac{I_b}{I'_{b,z}} \cdot \left[N'_{b,0} - \frac{a' \cdot F_b}{I_b} \cdot M'_{b,0} \right] \cdot (1 - e^{-\alpha_z \cdot \varphi_n}), \\ M_{b,t}^* &= a' \cdot N_{z,t}^*, \quad N_{b,t}^* = N_{z,t}^*. \end{aligned} \right\} \quad (11)$$

Mit Gl. (10) und (11) sind einfache Grundlagen für die spätere Berechnung statisch unbestimmter Systeme geschaffen.

B. Schwerpunkt Betonquerschnitt und Spannstahlquerschnitt fallen zusammen. $I'_{st} = I_z = 0$.

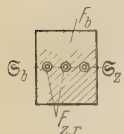


Abb. 8. Querschnitt. Mittige Lage des Spannstahles.

1. Querschnittswerte (Abb. 8)

$$\left. \begin{aligned} F'_i &= F_{z,r} + \frac{1}{n} \cdot F_b \\ \text{Umlagerungskennwert:} \\ \alpha_{z,n} &= \frac{F_{z,r}}{F'_i} \end{aligned} \right\} \quad (12)$$

2. Spannungen für konstante, zeitunabhängige Belastung

a) Verteilungsgrößen zur Zeit $t = 0$ (ohne Kriechen und Schwinden).

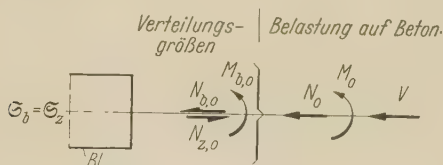


Abb. 9. Verteilungsgrößen für Belastung vor dem Auspressen.

a) Belastungen vor dem Auspressen (M_0, N_0, V). Nach Abb. 9 ist:

$$M_{b,0} = M_0, \quad N_{b,0} = N_0 + V, \quad N_{z,0} = V. \quad (13)$$

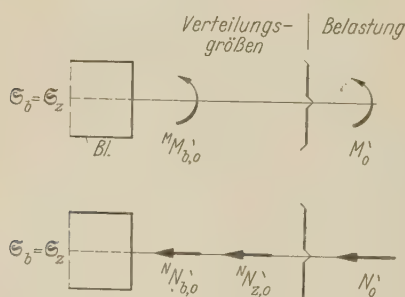


Abb. 10. Verteilungsgrößen für Belastung nach dem Auspressen.

\beta) Belastungen nach dem Auspressen (M'_0, N'_0). Entsprechend Abb. 10 ist:

$$\left. \begin{aligned} M'_{b,0} &= M'_0, \quad M'_{z,0} = M'_0, \\ N'_{b,0} &= N'_0, \quad N'_{z,0} = N'_0, \\ \text{Umlagerungskennwert:} \\ \alpha_{z,n} &= \frac{F_{z,r}}{F'_i} \cdot N'_0 \end{aligned} \right\} \quad (14)$$

\gamma) Gesamtbelastungszustand zu Zeit $t = 0$ (s. A, 2, a, \gamma).

b) Umlagerungsgrößen (Abb. 11). In bekannter Weise (Bl. [11] S. 30) ist:

$$N_{b,t}^* = N_{z,t}^* = \left(N_{b,0}^* + \frac{N_{sch}}{\varphi_n} \right) \cdot (1 - e^{-\alpha_z \cdot \varphi_n}), \quad M_{b,t}^* = 0, \quad (15)$$

Für linear mit φ_t ansteigende Belastungen gelten die gleichen Formeln unter Berücksichtigung des Reduktionsfaktors ψ für die Umlagerungsgrößen.

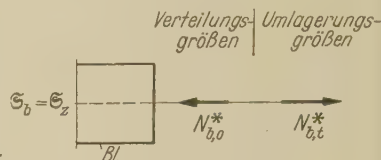


Abb. 11. Umlagerungsgrößen bei mittleriger Lage des Spannstahles.

C. Schwerpunkt Betonquerschnitt und Spannstahlquerschnitt fallen zusammen. $I_z \neq 0$

Die Berechnung muß getrennt für Längskraftbelastung und Momentenbelastung durchgeführt werden.

Für Längskraftbelastung gilt B mit $\alpha_{z,n}$ wobei $M_0 = M'_0 = 0$ ist. Die nachstehenden Formeln gelten nur für Momentenbelastungen.

1. Querschnittswerte (Abb. 12)

$$\left. \begin{aligned} I_z &= \sum F_z \cdot y_z^2, \quad I_{z,r} = I_z / n_z, \\ I'_i &= I_b / n + I_{z,r}, \\ \text{Umlagerungskennwert:} \\ \alpha_{z,m} &= \frac{I_{z,r}}{I'_i} \end{aligned} \right\} \quad (16)$$

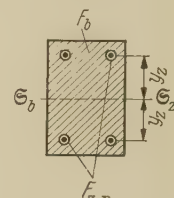
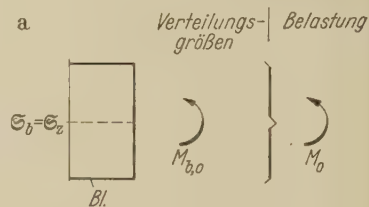


Abb. 12. Querschnitt. Symmetrische Lage des Spannstahles.

2. Spannungen für a) konstante, zeitunabhängige Belastung

a) Verteilungsgrößen zur Zeit $t = 0$ (ohne Kriechen und Schwinden).



a) Belastungen vor dem Auspressen (M_0) (Abb. 13a).

$$M_{b,0} = M_0. \quad (17)$$

\beta) Belastungen nach dem Auspressen (M'_0) (Abb. 13b).

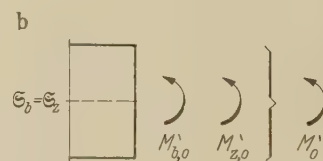


Abb. 13. Verteilungsgrößen für Momentenbelastung vor (a) und nach dem Auspressen (b).

$$\left. \begin{aligned} M'_{b,0} &= \frac{1}{n} \cdot I_b \cdot M'_0, \quad M'_{z,0} = \frac{I_{z,r}}{I'_i} \cdot M'_0 \end{aligned} \right\} \quad (18)$$

\gamma) Gesamtbelastungszustand zur Zeit $t = 0$.

$$M_{b,0}^* = M_0 + M'_{b,0}, \quad M_{z,0}^* = M'_{z,0}, \quad (19)$$

$$\sigma_{b,0} = \pm M_{b,0}^* \cdot \frac{y_b}{I_b}, \quad \sigma_{z,0} = \pm M_{z,0}^* \cdot \frac{y_z}{I_z}. \quad (20)$$

b) Umlagerungsgrößen (Abb. 14). Schwinden ist nur bei der Längskraftbelastung und nicht bei der Momentenbelastung zu erfassen.

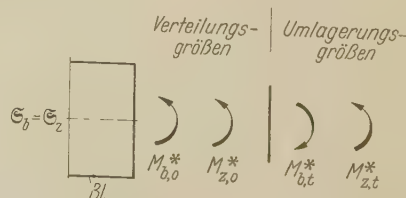


Abb. 14. Umlagerungsgrößen bei symmetrischer Lage des Spannstahles.

In bekannter Weise (Bl. [11] S. 27) ist:

$$M_{b,t}^* = M_{b,0}^* \cdot (1 - e^{-\alpha_{z,m} \cdot \varphi_n}), \quad M_{z,t}^* = M_{z,0}^* \quad (21)$$

Die Spannungen ergeben sich entsprechend Gl. (20).

Für linear mit φ_t ansteigende Belastungen gelten die gleichen Formeln unter Beachtung des Reduktionsfaktors ψ für die Umlagerungsgrößen.

Zusätzlich symmetrisch angeordnete schlaife Bewehrung kann entsprechend [11] untersucht werden. Bei den Verteilungsgrößen ist darauf zu achten, ob sie auf den F_t - oder F_t' -Querschnitt zu beziehen sind. In den Querschnittswerten nach Gl. (16) ist in diesem Falle die schlaife Bewehrung mitzuerfassen.

II. Endverformungen bei statisch bestimmten Systemen

Wirkt auf ein Längenelement ds eines Betonquerschnittes eine bestimmte Belastung, so werden neben elastischen auch plastische Verformungen auftreten. Die plastischen Verformungen werden verschieden sein, je nachdem es sich um eine zeitlich konstante oder um eine mit der Zeit veränderliche Belastung handelt. Es werden somit die nach I ermittelten Verteilungsgrößen eine andere Endverformung verursachen als die zugehörigen Umlagerungsgrößen.

1. Konstante, zeitunabhängige Belastung

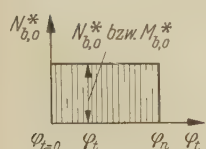


Abb. 15. Verteilungsgrößen, unabhängig von φ_t .

a) *Verteilungsgrößen.* Zu gegebenen Belastungszuständen erhält man nach I die auf den Beton entfallenden und von φ_t unabhängigen Verteilungsgrößen $N_{b,0}^*$ und $M_{b,0}^*$ (Abb. 15). Die zugehörigen Endwerte der elastischen und der plastischen Verformungen des Betons aus Kriechen mit der Endkriechzahl φ_n betragen:

$$\Delta d s = \frac{N_{b,0}^*}{E_b \cdot F_b} \cdot (1 + \varphi_n) \cdot d s \quad \text{bzw.} \quad \Delta \vartheta = \frac{M_{b,0}^*}{E_b \cdot I_b} \cdot (1 + \varphi_n) \cdot d s \quad (22)$$

Aus Schwinden ergibt sich mit dem Endschwindmaß ε_s :

$$\Delta d s = \varepsilon_s \cdot d s \quad (23)$$

b) *Umlagerungsgrößen.* Zu den Verteilungsgrößen $N_{b,0}^*$ und $M_{b,0}^*$ ergeben sich nach I die zugehörigen Umlagerungsgrößen $N_{b,t}^*$ und $M_{b,t}^*$ die nach den in I angegebenen Gesetzen mit φ_t veränderlich sind und von Null für $\varphi_t = 0$ auf ihren Endwert für $\varphi_t = \varphi_n$ anwachsen (Abb. 16). Aus $N_{b,t}^*$ ergibt sich die elastische Verformung

$$\Delta d s_{el} = \frac{N_{b,t}^*}{E_b \cdot F_b} \cdot d s, \quad (24)$$

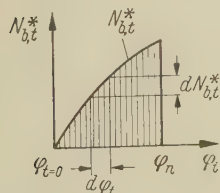


Abb. 16. Mit φ_t veränderliche Umlagerungsgrößen.

und die plastische Endverformung

$$\Delta d s_{pl} = \frac{d s}{E_b \cdot F_b} \cdot \int_{\varphi_t=0}^{\varphi_n} \frac{d N_{b,t}^*}{d \varphi_t} \cdot (\varphi_n - \varphi_t) \cdot d \varphi_t \quad (25)$$

Nach I ist allgemein

$$N_{b,t}^* = c \cdot (1 - e^{-\alpha_z \cdot \varphi_t}) \quad (26)$$

Damit wird:

$$\begin{aligned} E_b \cdot F_b \cdot \Delta d s_{pl} &= c \cdot \alpha_z \cdot \int_{\varphi_t=0}^{\varphi_n} e^{-\alpha_z \cdot \varphi_t} \cdot (\varphi_n - \varphi_t) \cdot d \varphi_t \cdot d s = \\ &= \frac{c}{\alpha_z} \cdot [\alpha_z \cdot \varphi_n - (1 - e^{-\alpha_z \cdot \varphi_n})] \cdot d s, \end{aligned}$$

und mit Gl. (9):

$$\Delta d s_{pl} = \frac{N_{b,t}^*}{E_b \cdot F_b} \cdot \psi \cdot \varphi_n \cdot d s \quad (27)$$

Damit ergibt sich die Gesamtendverformung zu:

$$\left. \begin{aligned} \Delta d s &= \Delta d s_{el} + \Delta d s_{pl} = \frac{N_{b,t}^*}{E_b \cdot F_b} \cdot (1 + \psi \cdot \varphi_n) \cdot d s \quad \text{bzw.} \\ \Delta \vartheta &= \frac{M_{b,t}^*}{E_b \cdot I_b} \cdot (1 + \psi \cdot \varphi_n) \cdot d s \end{aligned} \right\} \quad (28)$$

Je nach den Querschnittsverhältnissen sind in ψ nach Gl. (9a) die Werte α_z , $\alpha_{z,n}$ oder $\alpha_{z,m}$ einzuführen. ($\psi \approx 0,5$ bis $0,6$).

2. Linear mit φ_t anwachsende Belastungen

a) *Verteilungsgrößen.* Für die sich nach I, 3 a ergebenden Endwerte $M_{t,0}'$ und $N_{t,0}'$ der linear mit φ_t anwachsenden Verteilungsgrößen (Abb. 17) betragen die elastischen

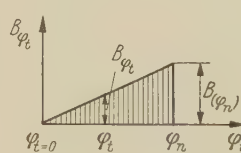


Abb. 17. Mit φ_t linear anwachsende Verteilungsgrößen

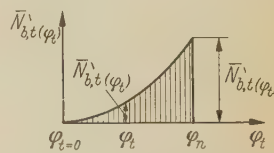


Abb. 18. Umlagerungsgrößen zu linear anwachsenden Verteilungsgrößen.

und plastischen Endverformungen des Betons:

$$\Delta d s = \frac{N_{b,0}'}{E_b \cdot F_b} \cdot \left(1 + \frac{\varphi_n}{2}\right) \cdot d s \quad \text{bzw.} \quad \Delta \vartheta = \frac{M_{b,0}'}{E_b \cdot I_b} \cdot \left(1 + \frac{\varphi_n}{2}\right) \cdot d s \quad (29)$$

b) *Umlagerungsgrößen.* Zu den Verteilungsgrößen $N_{b,0}'$ und $M_{b,0}'$ erhält man nach I, 3 b mit Gl. (8) die Umlagerungsgrößen (Abb. 18) in der allgemeinen Form:

$$\bar{N}_{z,t}' = \bar{N}_{b,t}' = \frac{c}{\varphi_n} \cdot \left[\varphi_t - \frac{1}{\alpha_z} \cdot (1 - e^{-\alpha_z \cdot \varphi_t}) \right], \quad \bar{M}_{b,t}' = a' \cdot \bar{N}_{b,t}'$$

Mit Gl. (25) wird:

$$E_b \cdot F_b \cdot \Delta d s_{pl} = \frac{c}{\varphi_n} \cdot \left[\frac{1}{\alpha_z^2} \cdot (1 - e^{-\alpha_z \cdot \varphi_n}) + \frac{\varphi_n^2}{2} - \frac{\varphi_n}{\alpha_z} \right] \cdot d s$$

und mit

$$\psi^* = \frac{\frac{\alpha_z \cdot \varphi_n^2}{2} - [\alpha_z \cdot \varphi_n - (1 - e^{-\alpha_z \cdot \varphi_n})]}{\alpha_z \cdot \varphi_n [\alpha_z \cdot \varphi_n - (1 - e^{-\alpha_z \cdot \varphi_n})]} \quad (30)$$

$$\Delta d s_{pl} = \frac{\bar{N}_{b,t}'}{E_b \cdot F_b} \cdot \psi^* \cdot \varphi_n \cdot d s \quad (31)$$

Damit ergibt sich die Gesamtverformung zu:

$$\left. \begin{aligned} \Delta d s &= \Delta d s_{el} + \Delta d s_{pl} = \frac{\bar{N}_{b,t}'}{E_b \cdot F_b} \cdot (1 + \psi^* \cdot \varphi_n) \cdot d s \quad \text{bzw.} \\ \Delta \vartheta &= \frac{\bar{M}_{b,t}'}{E_b \cdot I_b} \cdot (1 + \psi^* \cdot \varphi_n) \cdot d s \end{aligned} \right\} \quad (32)$$

Für Gl. (30) kann man in ausgezeichnete Näherung setzen:

$$\psi^* = \frac{1}{3} + \frac{\alpha_z \cdot \varphi_n}{39} \quad (30a)$$

Für die Verhältnisse von Spannbeton-Konstruktionen ist ψ^* fast konstant und liegt zwischen 0,33 und 0,36.

Entsprechend A, B oder C sind in ψ^* die Werte α_z , $\alpha_{z,n}$ oder $\alpha_{z,m}$ einzuführen.

III. Statisch unbestimmte Systeme

$$(I'_{st} = 0 \text{ bzw. } I'_{st} \approx 0)$$

Vorausgesetzt ist, daß das Trägheitsmoment der Stahleinlagen Null oder sehr gering ist.

A. Zustand zur Zeit $t = 0$ (ohne Kriechen und Schwinden)

a) *Belastungszustand vor dem Auspressen.* Für die nach I, 2, a, α auf das statisch bestimmte Grundsystem wirkende Belastung B (M_0, N_0, V) ergeben sich im Schwerpunkt des Betonquerschnittes nach Gl. (2) die Größen $N_{b,0}$ und $M_{b,0}$ (Abb. 19); für die Unbekannten $X_i = 1$ die Größen N_i, M_i und S_i .

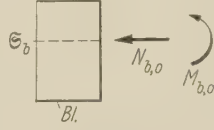


Abb. 19.

Damit wird:

$$\left. \begin{aligned} M + N \delta_{B,i,t=0} &= \pm \int M_{b,0} \cdot M_i \cdot \frac{ds}{E_b \cdot I_b} \pm \\ &\pm \int N_{b,0} \cdot N_i \cdot \frac{ds}{E_b \cdot F_b} \pm \sum S_B \cdot S_i \cdot \frac{s^*}{E_e \cdot F_z}, \\ M + N \delta_{i,k,t=0} &= \pm \int M_i \cdot M_k \cdot \frac{ds}{E_b \cdot I_b} \pm \\ &\pm \int N_i \cdot N_k \cdot \frac{ds}{E_b \cdot F_b} \pm \sum S_i \cdot S_k \cdot \frac{s^*}{E_e \cdot F_z} \end{aligned} \right\} \quad (33)$$

In bekannter Weise ergibt sich ${}^B X_i$ und damit:

$$\left. \begin{aligned} \bar{M}_{b,0} &= M_{b,0} + X_1 \cdot M_1 + X_2 \cdot M_2 + \dots \\ \bar{N}_{b,0} &= N_{b,0} + X_1 \cdot N_1 + X_2 \cdot N_2 + \dots \\ \bar{N}_{z,0} &= V. \end{aligned} \right\} \quad (34)$$

b) *Belastungszustand nach dem Auspressen.* Aus einer gegebenen Belastung B' bzw. aus den Belastungszuständen $X_i = 1$ entstehen am statisch bestimmten Grundsystem im ideellen Schwerpunkt $\mathfrak{E}_i$ die Größen M'_0, N'_0 bzw. M'_i, N'_i, S'_i (Abb. 20).

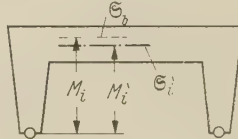


Abb. 20

Damit wird:

$$\left. \begin{aligned} M + N \delta'_{B,i,t=0} &= \pm \int M'_0 \cdot M'_i \cdot \frac{ds}{E_e \cdot I_i} \pm \\ &\pm \int N'_0 \cdot N'_i \cdot \frac{ds}{E_e \cdot F_i} \pm \sum S'_B \cdot S'_i \cdot \frac{s^*}{E_e \cdot F_z}, \\ M + N \delta'_{i,k,t=0} &= \pm \int M'_i \cdot M'_k \cdot \frac{ds}{E_e \cdot I_i} \pm \\ &\pm \int N'_i \cdot N'_k \cdot \frac{ds}{E_e \cdot F_i} \pm \sum S'_i \cdot S'_k \cdot \frac{s^*}{E_e \cdot F_z} \end{aligned} \right\} \quad (35)$$

Mit ${}^B X'_i$ erhält man

$$\left. \begin{aligned} \bar{M}'_0 &= M'_0 + X'_1 \cdot M'_1 + X'_2 \cdot M'_2 + \dots \\ \bar{N}'_0 &= N'_0 + X'_1 \cdot N'_1 + X'_2 \cdot N'_2 + \dots \end{aligned} \right\} \quad (36)$$

Mit $\bar{M}'_0$ und $\bar{N}'_0$ werden nach Gl. (3) die Verteilungsgrößen $\bar{M}_{b,0}, \bar{N}_{b,0}$ und $\bar{N}_{z,0}$ berechnet.

c) Gesamtbelastungszustand zur Zeit $t = 0$.

$$\bar{N}_{b,0}^* = \bar{N}_{b,0} + \bar{N}'_{b,0}, \quad \bar{M}_{b,0}^* = \bar{M}_{b,0} + \bar{M}'_{b,0}, \quad \bar{N}_{z,0}^* = \bar{N}_{z,0} + \bar{N}'_{z,0}. \quad (37)$$

Die Spannungen sind entsprechend Gl. (5) zu berechnen.

Ist statt I, A Abschnitt I, B oder I, C maßgebend, so ist sinngemäß zu verfahren.

* Der letzte Wert gilt beim Vorhandensein von stählernen Zugzugbändern.

B. Einfluß von Kriechen und Schwinden ($t = t_n$)

Die vom Verfasser in [3], [11] festgestellte Tatsache, daß die aus Kriechen und Schwinden neu entstehenden zeitabhängigen statisch unbestimmten Größen $X_{i,t}^*$ praktisch linear mit φ_t ihrem Endwert zustreben, trifft im wesentlichen auch für vorgespannte Konstruktionen zu. Es wurde dies auch andererseits inzwischen bestätigt [10]. Lediglich bei Widerlagerbewegungen können dabei größere Abweichungen von den genauen Werten eintreten. Da aber gerade bei Widerlagerbewegungen die daraus entstehenden Zwängungsspannungen zum größten Teil abgebaut werden, ist die durch obige Annahme entstehende Abweichung für die Spannungsberechnung in der Regel bedeutungslos.

Wird das Geradliniengesetz für die Unbekannten $X_{i,t}^*$ festgelegt, so können alle daraus entstehenden Verteilungs- und Umlagerungsgrößen an jeder Stelle des Systems als Funktionen der Endwerte von $X_{i,t}^*$ nach den in I, A, 3 angegebenen Formeln Gl. (10) und (11) angeschrieben werden. Ebenfalls können die an den Angriffsstellen der Unbekannten $X_{i,t}^*$ im Beton auftretenden Endverformungssprünge des statisch bestimmten gedachten Systems nach den in II angegebenen Formeln einfach bestimmt werden. Aus der Verträglichkeitsbedingung erhält man in üblicher Weise die Größen $X_{i,t}^*$. Das sonst zur strengen Lösung erforderliche System von zeitabhängigen Differentialgleichungen kommt dadurch in Fortfall.

Sämtliche Verformungen werden nachfolgend über den Betonquerschnitt derart berechnet, daß virtuelle Belastungen $X_i = 1$ aufgebracht werden, die lediglich auf den Beton allein wirken. Im Schwerpunkt $\mathfrak{E}_b$ entstehen dadurch Größen $\mathfrak{M}_i$ und $\mathfrak{N}_i$.

1. Zeitabhängige Endverformungen aus den Belastungszuständen zur Zeit $t = 0$

Mit den Verteilungsgrößen $\bar{N}_{b,0}^*$ und $\bar{M}_{b,0}^*$ des statisch unbestimmten Systems nach Gl. (35) ergeben sich nach Gl. (6) die Umlagerungsgrößen $\bar{N}_{b,t}^*$ und $\bar{M}_{b,t}^*$.

Aus der Wirkung dieser Verteilungsgrößen und dieser neuentstehenden Umlagerungsgrößen erhält man unter Beachtung von II, 1, a und II, 1, b an den wieder aufgeschnitten gedachten Wirkungsstellen der Unbekannten $X_{i,t}^*$ die Endverformungssprünge:

$$\begin{aligned} M + N \delta_{i,0,t}^* &= \pm \int \mathfrak{M}_i \cdot \bar{M}_{b,0}^* \cdot \frac{\varphi_n}{E_b \cdot I_b} ds \pm \\ &\pm \int \mathfrak{N}_i \cdot \bar{N}_{b,0}^* \cdot \frac{\varphi_n}{E_b \cdot F_b} ds \pm \int \mathfrak{N}_i \cdot \varepsilon_s \cdot ds \pm \\ &\pm \int \mathfrak{M}_i \cdot \bar{M}_{b,t}^* \cdot \frac{(1 + \psi \cdot \varphi_n)}{E_b \cdot I_b} ds \pm \\ &\pm \int \mathfrak{N}_i \cdot \bar{N}_{b,t}^* \cdot \frac{(1 + \psi \cdot \varphi_n)}{E_b \cdot F_b} ds. \end{aligned} \quad (38)$$

Bei vorgespannten Betonkonstruktionen, bei denen keine Systemteile nur aus Stahl bestehen (wie z. B. Abspannungen oder Zugbänder u. dgl.), verschwindet in der Regel die Summe der beiden ersten Integrale. Dies ist nicht der Fall, wenn für die Berechnung der zeitabhängigen Größen $X_{i,t}^*$ ein anderes äußerlich statisch unbestimmtes System zugrunde gelegt werden muß als für die Berechnung der Größen $X_{i,t=0}$ aus der gegebenen Belastung zur Zeit $t = 0$. Das gleiche trifft zu, wenn zur Zeit $t = 0$ die gegebene Belastung an einem statisch bestimmten System wirkt, während für die Berechnung von $X_{i,t}^*$ ein statisch unbestimmtes System wirksam wird. In letzterem Falle sind in Gl. (38) statt der Werte $\bar{M}_{b,0}^*$ und $\bar{N}_{b,0}^*$ die Werte $M_{b,0}^*$ und $N_{b,0}^*$ des statisch bestimmten Systems einzuführen.

Bei Widerlagerbewegungen oder sonstigen eingepprägten Verformungen verschwindet die Summe der beiden ersten Integrale ebenfalls nicht.

2. Endverformungen aus den zeitabhängigen Unbekannten $X_{i,t}^*$ (Abb. 21)

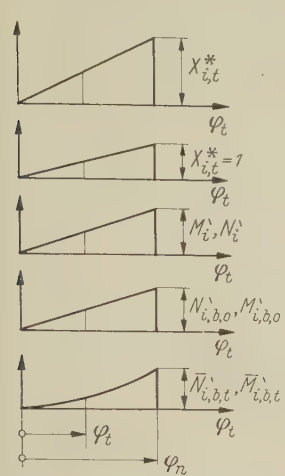


Abb. 21. Momente, Längskräfte, Verteilungs- und Umlagerungsgrößen aus $X_{i,t}^*$.

Die Größen $X_{i,t}^*$ wirken selbstverständlich auf die ideellen Querschnitte (F'_i, I'_i). Dementsprechend entstehen aus $X_{i,t}^* = 1$ in den Schwerpunkten $\mathfrak{S}_i$ die Größen M'_i und N'_i . Mit Gl. (3) erhält man für jeden Systempunkt die zugehörigen Verteilungsgrößen

$$N'_{i,t,0}, M'_{i,b,0}, N'_{i,z,0} \cdot (39)$$

Da die Größen $X_{i,t}^*$ neu auftreten, entstehen auch zusätzliche elastische Verformungen. Für diese gilt Gl. (35). Somit ist:

$$M + N \delta_{i,k,t}^* = M + N \delta_{i,k,t=0}^* \cdot (40)$$

Infolge der linear mit φ_t anwachsenden Verteilungsgrößen $N'_{i,b,0}$ und $M'_{i,b,0}$ entstehen wiederum nach Gl. (11) die Umlagerungsgrößen:

$$\left. \begin{aligned} \bar{N}'_{i,b,t} &= \psi \cdot \frac{I_b}{I'_{b,z}} \cdot \left[N'_{i,b,0} - \frac{a' \cdot F_b}{I_b} \cdot M'_{i,b,0} \right] \cdot (1 - e^{-a_z \cdot \varphi_n}) \\ \bar{M}'_{i,b,t} &= a' \cdot \bar{N}'_{i,b,t} \end{aligned} \right\} (41)$$

Die sich aus den Verteilungsgrößen und Umlagerungsgrößen ergebenden plastischen Verformungssprünge werden über die Betonquerschnitte berechnet.

Mit Gl. (29), (32) und (30a) nach II, 2 wird:

$$\begin{aligned} M + N \delta_{i,k,t(pl)}^* &= \pm \int \mathfrak{M}_k \cdot M'_{i,b,0} \cdot \frac{\varphi_n}{2} \cdot \frac{ds}{E_b \cdot I_b} \pm \\ &\pm \int \mathfrak{N}_k \cdot N'_{i,b,0} \cdot \frac{\varphi_n}{2} \cdot \frac{ds}{E_b \cdot F_b} \pm \\ &\pm \int \mathfrak{M}_k \cdot \bar{M}'_{i,b,t} \cdot \frac{1 + \psi^* \cdot \varphi_n}{E_b \cdot I_b} \cdot ds \pm \\ &\pm \int \mathfrak{N}_k \cdot \bar{N}'_{i,b,t} \cdot \frac{1 + \psi^* \cdot \varphi_n}{E_b \cdot F_b} \cdot ds. \end{aligned} \quad (42)$$

Da ψ^* nach Gl. (30a) praktisch ein konstanter Wert ist, kann man vereinfachend schreiben:

$$\begin{aligned} M + N \delta_{i,k,t(pl)}^* &= \\ &+ \frac{\varphi_n}{2} \cdot \left\{ \pm \int \mathfrak{M}_k \cdot M'_{i,b,0} \cdot \frac{ds}{E_b \cdot I_b} \pm \right. \\ &\pm \int \mathfrak{N}_k \cdot N'_{i,b,0} \cdot \frac{ds}{E_b \cdot F_b} \left. \right\} \pm \\ &\pm (1 + \psi^* \cdot \varphi_n) \cdot \left\{ \pm \int \mathfrak{M}_k \cdot \bar{M}'_{i,b,t} \cdot \frac{ds}{E_b \cdot I_b} \pm \right. \\ &\pm \int \mathfrak{N}_k \cdot \bar{N}'_{i,b,t} \cdot \frac{ds}{E_b \cdot F_b} \left. \right\}. \end{aligned} \quad (43)$$

Für den Fall, daß keine Systemteile nur aus Stahl bestehen (Zugbänder und dgl.), stellt die Summe der beiden ersten Integrale den Wert

$$M + N \delta_{i,k,t=0}^*$$

nach Gl. (40) dar, im andern Falle nur den Anteil der Betonteile

$$M + N \delta_{i,k,t=0}^* \text{ (Beton) } \cdot$$

Somit ist:

$$\begin{aligned} M + N \delta_{i,k,t(pl)}^* &= \frac{\varphi_n}{2} \cdot M + N \delta_{i,k,t=0}^* \pm (1 + \psi^* \cdot \varphi_n) \cdot \\ &\cdot \left\{ \pm \int \mathfrak{M}_k \cdot \bar{M}'_{i,b,t} \cdot \frac{ds}{E_b \cdot I_b} \pm \right. \\ &\pm \int \mathfrak{N}_k \cdot \bar{N}'_{i,b,t} \cdot \frac{ds}{E_b \cdot F_b} \left. \right\}, \end{aligned} \quad (43a)$$

bzw. ist $M + N \delta_{i,k,t=0}^*$ (Beton) statt $M + N \delta_{i,k,t=0}^*$ einzuführen. In der Regel kann man das zweite Glied vernachlässigen, so daß dann gilt:

$$M + N \delta_{i,k,t(pl)}^* = \frac{\varphi_n}{2} \cdot M + N \delta_{i,k,t=0}^* \cdot (43b)$$

Die Endverformungsgrößen ergeben sich somit zu:

$$M + N \delta_{i,k,t}^* = M + N \delta_{i,k,t(el)}^* + M + N \delta_{i,k,t(pl)}^* \quad (44)$$

bzw. mit der Vernachlässigung nach Gl. (43b):

$$M + N \delta_{i,k,t}^* = \left(1 + \frac{\varphi_n}{2} \right) \cdot M + N \delta_{i,k,t=0}^* \cdot (44a)$$

3. Bestimmung der zeitabhängigen Unbekannten $X_{i,t}^*$

Die Größen $X_{i,t}^*$ erhält man in bekannter Weise aus den Elastizitätsgleichungen:

$$\left. \begin{aligned} X_{1,t}^* \cdot \delta_{11,t}^* + X_{2,t}^* \cdot \delta_{12,t}^* + \dots + \bar{\delta}_{10,t}^* &= 0 \\ X_{1,t}^* \cdot \delta_{21,t}^* + X_{2,t}^* \cdot \delta_{22,t}^* + \dots + \bar{\delta}_{20,t}^* &= 0 \text{ usw.} \end{aligned} \right\} (45)$$

Damit ergeben sich die Werte:

$$\left. \begin{aligned} X_{i,t} M^* - X_{1,t} \cdot M'_1 + X_{2,t} \cdot M'_2 + \dots \\ X_{i,t} N^* = X_{1,t} \cdot N'_1 + X_{2,t} \cdot N'_2 + \dots \end{aligned} \right\} (46)$$

4. Ermittlung der endgültigen Spannungen

Multipliziert man die nach Gl. (39) und (41) berechneten Verteilungs- und Umlagerungsgrößen für $X_{i,t}^* = 1$ mit den Werten von $X_{i,t}^*$ und superponiert entsprechend Gl. (46), so erhält man die endgültigen Verteilungs- und Umlagerungsgrößen aus $X_{i,t}^*$.

Die endgültigen Momenten- und Längskraftanteile für den Beton $\bar{M}_b^*$, $\bar{N}_b^*$ und den Vorspannstahl $\bar{N}_z^*$ ergeben sich durch Superposition nach Tabelle 1 und die Spannungen entsprechend Gl. (5).

Tabelle 1

	φ_t	Belastungszustand	Beton		Spannstahl	
			Moment	Längskraft	Längskraft	
1	0	$\bar{M}_0, \bar{N}_0, \bar{M}'_0, \bar{N}'_0$ (34), (36)	$\bar{M}_{b,0}^*$	$\bar{N}_{b,0}^*$	$\bar{N}_{z,0}^*$	(4)
2	φ_n	$M_{b,0}^*, \bar{N}_{b,0}^*$ (4)	$\bar{M}_{b,t}^*$	$\bar{N}_{b,t}^*$	$\bar{N}_{z,t}^*$	(6)
3	φ_n	$X_{i,t} M_{b,0}^*, X_{i,t} N_{b,0}^*$ (46)	$X_{i,t} \bar{M}_{b,0}^*$	$X_{i,t} \bar{N}_{b,0}^*$	$X_{i,t} \bar{N}_{z,0}^*$	(3)
4	φ_n	$X_{i,t} M'_{b,0}, X_{i,t} N'_{b,0}$ (3)	$X_{i,t} \bar{M}'_{b,t}$	$X_{i,t} \bar{N}'_{b,t}$	$X_{i,t} \bar{N}'_{z,t}$	(41)
$\Sigma 1-4$			$\bar{M}_b^*$	$\bar{N}_b^*$	$\bar{N}_z^*$	

5. Näherungsberechnung für vorgespannte Durchlaufträger

Wirkt für den Fall des Kriechens das gleiche äußerlich statisch unbestimmte System wie für den gegebenen

Belastungszustand und sind keine Widerlagerbewegungen vorhanden, so ergibt sich nach Gl. (38):

$$\bar{\delta}_{i0,t}^* = \int \mathfrak{M}_i \cdot \bar{M}_{b,t}^* \cdot \frac{(1 + \psi \cdot \varphi_n)}{E_b \cdot I_b} \cdot ds. \quad (47)$$

Bei Vernachlässigung des zweiten Gliedes in Gl. (43a) und unter Berücksichtigung der Tatsache, daß die ψ -Werte für ein bestimmtes Bauwerk praktisch konstant sind, erhält man mit

$$\bar{\delta}_{i0,t}^* = \int \mathfrak{M}_i \cdot \bar{M}_{b,t}^* \cdot \frac{ds}{E_b \cdot I_b}, \quad (48)$$

z. B. für ein einfach statisch unbestimmtes System:

$$X_{1,t}^* = \frac{(1 + \psi \cdot \varphi_n)}{\left(1 + \frac{\varphi_n}{2}\right)} \cdot \frac{\bar{\delta}_{10,t}^*}{\delta'_{11,t=0}}. \quad (49a)$$

Für ψ wird man zweckmäßig den Wert für die Mittelstütze einführen. Bei Vernachlässigung des zweiten Gliedes in Gl. (9a) ergibt sich als weitere Vereinfachung $\psi = 0,5$ und aus Gl. (49a):

$$X_{1,t}^* = \frac{\bar{\delta}_{10,t}^*}{\delta'_{11,t=0}}. \quad (49b)$$

Für mehrfach statisch unbestimmte Systeme sind entsprechend in Gl. (45) statt $\bar{\delta}_{i0,t}^*$ und $\delta'_{ik,t}$ die Werte $\bar{\delta}_{ic,t}^*$ und $\delta'_{ik,t=0}$ einzuführen. Durch Gl. (49b) wird eine Berechnung bestätigt, die z. T. in der Praxis schon üblich ist. Bei der Anwendung von Gl. (49b) ergeben sich Fehler bis etwa 10 %, bei der von Gl. (49a) bis etwa 2 %.

IV. Statisch unbestimmte Systeme, bei denen das Eigentragheitsmoment I'_{st} der Stahleinlagen nicht vernachlässigbar ist

Bei Systemen, bei denen das Trägheitsmoment I'_{st} der Stahleinlagen (Vorspannstahl + schlafe Bewehrung) um ihren eigenen Schwerpunkt $\mathfrak{S}_{st}$ nicht mehr vernachlässigbar ist, treten auf die Stahlfläche entfallende Momentenanteile $M_{st,0}$ und $M_{st,t}$ [3] [11] auf. Diese Momentenanteile werden bei der Spannungsrechnung und der Ermittlung der Werte $X_{i,t}^*$ von Bedeutung.

Es ist naheliegend, daß sowohl das Verhältnis $M_{b,0}/M_{st,0}$ als auch das von $M_{b,t}/M_{st,t}$ Anhalt darüber geben, ob I'_{st} vernachlässigt werden kann oder nicht. Unter Verwendung der in [3] entwickelten Gleichungen für $M_{b,t}$ und $N_{b,t}$ konnte festgestellt werden, daß der

$$\text{Abgrenzungs-Kennwert } k = \frac{\frac{1}{n} I'_{b,z}}{I'_{st}} \cdot \frac{\alpha_z}{(1 - \alpha_z)} \quad (50)$$

einen klaren Einblick in das Verhalten eines bestimmten Querschnittes gibt.

Die Fehler in den Umlagerungsgrößen $M_{b,t}$ und $N_{b,t}$ nach III. gegenüber den genauen Werten nach Kunert [12] [3] betragen etwa:

$$\left. \begin{array}{l} \text{bei } k > 30 \text{ bis } 5\%, \\ \text{bei } 30 > k > 25 \text{ bis } 10\%, \\ \text{bei } k \sim 20 \text{ bis } 20\%, \\ \text{bei } k < 20 \text{ bis } 100\%. \end{array} \right\} \quad (51)$$

Bei allen Konstruktionen mit $k > 30$ (unter Umständen $k > 25$) kann somit ohne Bedenken die einfachere Berechnung nach III. angewandt werden.

Für $k < 30$ gelten die nachfolgenden Untersuchungen.

1. Querschnittswerte

Siehe [3] mit $n_v = 1/n_z$.

2. Spannungen zur Zeit $t = 0$

Siehe [3].

3. Kriechen und Schwinden bei statisch bestimmten Systemen

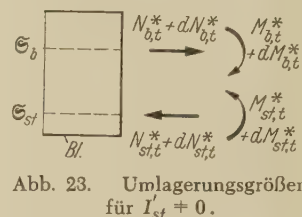
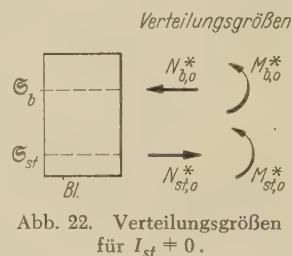
Statt der in [3] angegebenen Näherungswerte für die Umlagerungsgrößen werden die von Bandel [13] entwickelten einfacheren Formeln empfohlen.

a) Konstante Belastungszustände.

a) Verteilungsgrößen.

In bekannter Weise ergeben sich ähnlich wie nach I, A, 2, a nach [3] die Verteilungsgrößen $M_{b,0}^*$, $N_{b,0}^*$, $M_{st,0}^*$, $N_{st,0}^*$ (Abb. 22).

β) Umlagerungsgrößen [13] (Abb. 23).



$$\left. \begin{aligned} M_{st,t}^* &= \frac{a' \cdot \left[N_{b,0}^* + \frac{N_{sch}}{\varphi_n} \right] \cdot \varphi_n + M_{b,0}^* \cdot \frac{\varphi_n}{\varphi_n} \cdot \left[\bar{\varphi}_n + \frac{1}{n} \frac{F_b}{F_{st}'} \right]}{\bar{\varphi}_n + \frac{1}{n} \frac{F_b}{F_{st}'} + \frac{1}{n} \frac{I_b}{I_{st}'} + \frac{1}{n} \frac{F_b}{F_{st}'} \cdot \frac{1}{n} \frac{I_b}{I_{st}'} \cdot \frac{1}{\bar{\varphi}_n} + a'^2 \cdot \frac{1}{n} \frac{F_b}{I_{st}'}}, \\ M_{b,t}^* &= \left[M_{b,0}^* \cdot \varphi_n - M_{st,t}^* \cdot \frac{1}{n} \frac{I_b}{I_{st}'} \right] \cdot \frac{1}{\bar{\varphi}_n}, \\ N_{st,t}^* &= N_{b,t}^* = \frac{1}{a'} \cdot [M_{st,t}^* - M_{b,t}^*], \\ \bar{\varphi}_n &= (1 + \psi \cdot \varphi_n). \end{aligned} \right\} \quad (52)$$

ψ kann für vorgespannte Konstruktionen nun aber nach Gl. (9a) eingeführt werden.

b) Linear mit φ_t anwachsende Belastung.

a) Verteilungsgrößen.

Nach [3], Gl. (8) und (9) ergeben sich: $M'_{b,0}$, $N'_{b,0}$, $M'_{st,0}$, $N'_{st,0}$.

β) Umlagerungsgrößen [13].

$$\left. \begin{aligned} M_{st,t}^* &= \frac{a' \cdot N'_{b,0} \cdot \frac{\varphi_n}{2} + M'_{b,0} \cdot \frac{\varphi_n}{2 \cdot \varphi_n'} \cdot \left[\bar{\varphi}_n^* + \frac{1}{n} \frac{F_b}{F_{st}'} \right]}{\bar{\varphi}_n^* + \frac{1}{n} \frac{F_b}{F_{st}'} + \frac{1}{n} \frac{I_b}{I_{st}'} + \frac{1}{n} \frac{F_b}{F_{st}'} \cdot \frac{1}{n} \frac{I_b}{I_{st}'} \cdot \frac{1}{\bar{\varphi}_n^*} + a'^2 \cdot \frac{1}{n} \frac{F_b}{I_{st}'}}, \\ M_{b,t}^* &= \left[M'_{b,0} \cdot \frac{\varphi_n}{2} - M_{st,t}^* \cdot \frac{1}{n} \frac{I_b}{I_{st}'} \right] \cdot \frac{1}{\bar{\varphi}_n^*}, \\ N_{st,t}^* &= N_{b,t}^* = \frac{1}{a'} \cdot [M_{st,t}^* - M_{b,t}^*], \\ \bar{\varphi}_n^* &= (1 + \psi^* \cdot \varphi_n) \end{aligned} \right\} \quad (54)$$

mit ψ^* nach Gl. (30a).

(55)

4. Die Berechnung der statisch unbestimmten Größen

Die Berechnung kann entsprechend [3] und Bandel [13] durchgeführt werden.

Mit den Werten $\bar{N}_{b,0}^*$, $\bar{M}_{b,0}^*$, $\bar{M}_{st,0}^*$, $\bar{N}_{st,0}^*$, die sich ähnlich wie nach Gl. (37) unter Beachtung von [3] Gl. (8) und (9) ergeben, erhält man nach Gl. (52) die Umlagerungsgrößen $\bar{N}_{b,t}^*$, $\bar{M}_{b,t}^*$, $\bar{N}_{st,t}^*$, $\bar{M}_{st,t}^*$.

Damit ergibt sich nach [3], Gl. (65):

$$M + N\bar{\delta}_{i,0,t}^* = \pm \int \mathfrak{M}_i' \cdot \bar{M}_{st,t}^* \cdot \frac{ds}{E_e \cdot I_{st}} \pm \int \mathfrak{N}_i' \cdot \bar{N}_{st,t}^* \cdot \frac{ds}{E_e \cdot F_{st}} \quad (56)$$

$\mathfrak{M}_i'$ und $\mathfrak{N}_i'$ sind hier die im Schwerpunkt $\mathfrak{S}_{st}'$ wirkenden Momente und Längskräfte aus einer nur am Stahlquerschnitt angreifenden Größe $X_i = 1$.

Für $X_i = 1$ bestimmt man M_i' und N_i' und die dazugehörigen Verteilungsgrößen $M_{i,b,0}'$, $N_{i,b,0}'$, $M_{i,st,0}'$, $N_{i,st,0}'$.

Aus Gl. (54) gewinnt man daraus die Umlagerungsgrößen $X_i=1 \bar{M}_{b,t}^*$, $X_i=1 \bar{N}_{b,t}^*$, $X_i=1 \bar{M}_{st,t}^*$, $X_i=1 \bar{N}_{st,t}^*$ und die Verformungen:

$$\begin{aligned} M + N\bar{\delta}_{i,k,t}^* &= \int M_i' \cdot M_k' \cdot \frac{ds}{E_e \cdot I_i} \pm \int N_i' \cdot N_k' \cdot \frac{ds}{E_e \cdot F_i} \pm \\ &\pm \int \mathfrak{M}_k' \cdot X_i=1 \bar{M}_{st,t}^* \cdot \frac{ds}{E_e \cdot I_{st}} \pm \\ &\pm \int \mathfrak{N}_k' \cdot X_i=1 \bar{N}_{st,t}^* \cdot \frac{ds}{E_e \cdot F_{st}} \end{aligned} \quad (57)$$

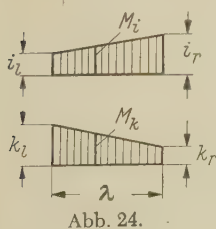
Die Unbekannten $X_{i,t}^*$ ergeben sich dann in bekannter Weise aus Gl. (45).

V. Zahlenbeispiele

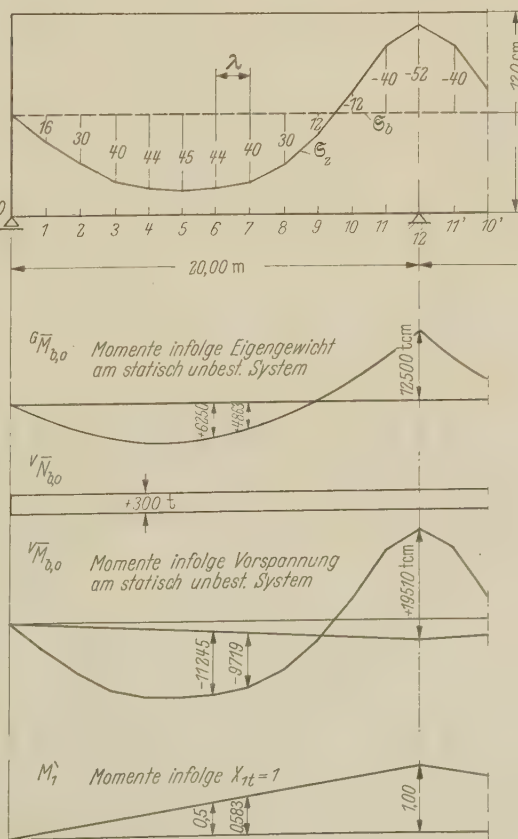
Grundsätzlich werden bei diesen Beispielen die Momentenzustandslinien zwischen den gewählten Trägerpunkten mit dem Abstand λ geradlinig verlaufend angenommen und Integrale zweier Momentenflächen nach der Trapezregel

$$\begin{aligned} \int M_i \cdot M_k \cdot ds &= \\ &= \frac{\lambda}{6} \cdot [k_l(2i_l + i_r) + \\ &+ k_r(2i_r + i_l)] \end{aligned} \quad (58)$$

bestimmt (Abb. 24). Bei veränderlichen



Querschnittswerten wird eine der beiden Momentenflächen an den gewählten Punkten mit I_c/I verzerrt und zwischen diesen wieder geradlinig angenommen. Das Entsprechende gilt für Längskräfte.



1. Durchlaufträger, $2 \times 20 \text{ m} = 40 \text{ m}$ (Abb. 25)

a) Keine schlaffe Bewehrung. Ausrüsten und Vorspannen finden gleichzeitig statt. Die ständige Last $g = 2,5 \text{ t/m}$ und die Vorspannung $V = 300 \text{ t}$ wirken daher auf den Betonquerschnitt. Nach III, A, a Gl. (33) und (34) ergeben sich die in Abb. 25 eingetragenen Werte $\bar{M}_{b,0}$, $\bar{N}_{b,0}$, und $\bar{N}_{z,0}$. Die Berechnung des Wertes X_1^* wird nur für Vorspannung gezeigt. Am statisch bestimmten Grundsystem ist $V\bar{M}_0 = -a' \cdot V$. Werte $V\bar{M}_{b,0}$ siehe Abb. 25, $V\bar{N}_{b,0} = V$.

Betonquerschnitt:

$$\begin{aligned} E_b &= 350\,000 \text{ kg/cm}^2, & F_b/n &= 800 \text{ cm}^2, \\ n &= 6, & I_b &= 5\,760\,000 \text{ cm}^4, \\ F_b &= 4800 \text{ cm}^2, & I_b/n &= 960\,000 \text{ cm}^4. \end{aligned}$$

Vorspannstahl:

$$\begin{aligned} n_z &= 1,0, & I_{z,r} &= 2 \cdot 5 \cdot 53,1 \cdot 3,0^2 = 478 \text{ cm}^4, \\ F_z &= F_{z,r} = 53,1 \text{ cm}^2, & F_i' &= 853,1 \text{ cm}^2. \end{aligned}$$

Damit ergeben sich mit a' aus Abb. 25 die Querschnittswerte Tabelle 2, Spalten 1—11, die für Punkt 6, 7 und 12 eingetragen sind.

Für Punkt 6 ist nach Gl. (50):

$$k = \frac{15\,052\,800}{6 \cdot 478} \cdot \frac{0,148}{0,852} = 910 > 30.$$

Die geringfügige Spreizung der Vorspannstähle um ihren eigenen Schwerpunkt spielt somit überhaupt keine Rolle.

Nach Gl. (35) wird:

$$E_b \cdot I_b \cdot \delta_{11,t=0}' = 2 \cdot \int_0^l M_1' \cdot \left(M_1' \cdot \frac{1}{n} \cdot \frac{I_b}{I_i'} \right) ds = 1255 \text{ [cm]}.$$

Da nur „Vorspannung“ untersucht wird, ist

$$\bar{M}_{b,0}^* = V\bar{M}_{b,0}, \quad \bar{N}_{b,0}^* = V\bar{N}_{b,0}$$

(s. Tabelle 2, Sp. 12 und 13).

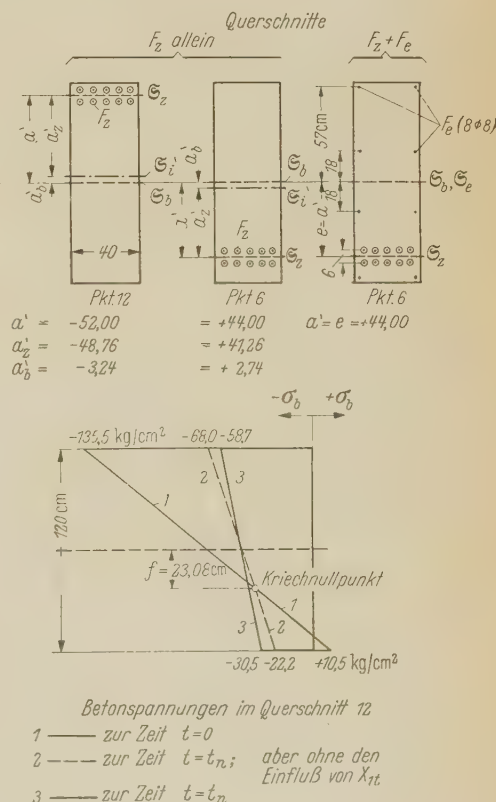


Abb. 25. Durchlaufträger in Spannbeton mit einseitiger Lage der Spannstähle.

Tabelle 2

	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
Punkt	a'	a'_z	S'_i	I'_i	$I'_{b,z}$	α_z	$\frac{1}{n} \frac{I_b}{I'_i}$	$1 - \epsilon^{-\alpha_z \cdot \varphi_n}$	ψ	$1 + \psi \cdot \varphi_n$	ψ^*	$\bar{M}_{b,0}^*$
	(1)	(1)	(1)	(1)	(1)	(1)			(9a)		(30a)	(2)
	cm	cm	cm ³	cm ⁴	cm ⁴	—	—	—	—	—	—	tcm
6	+ 44,0	+ 41,26	+ 2191	1 056 403	15 052 800	0,148	0,909	0,358	0,536	2,606	0,345	— 11 245
7	+ 40,0	+ 37,51	+ 1992	1 039 672	13 440 000	0,134	0,923	0,331	0,533	2,597	0,344	— 9 719
12	— 52,0	— 48,76	— 2589	1 094 645	18 739 200	0,178	0,877	0,413	0,543	2,628	0,347	+ 19 510
	13	14	15	16	17	18	19	20	21			
Punkt	$\bar{N}_{b,0}^*$	$\bar{M}_{b,t}^*$	$\bar{N}_{z,t}^*$	M'_1	$M'_{1,b,0}$	$M'_{N'_{1,b,0}}$	$\bar{N}_{1,b,t}$	$\bar{M}'_{1,b,t}$	$\bar{M}'_{1,b,t}(1 + \psi^* \cdot \varphi_n)$			
	(2)	(6)	(6)		(3)	(3)	(41)	(41)				
	t	tcm	t	—	—	cm ⁻¹	cm ⁻¹	—				
6	+ 300	+ 4301	+ 97,7	+ 0,500	+ 0,454	+ 1,037 · 10 ⁻³	— 1,147 · 10 ⁻³	— 50,45 · 10 ⁻³	— 102,6 · 10 ⁻³			
7	+ 300	+ 3543	+ 88,6	+ 0,583	+ 0,539	+ 1,118 · 10 ⁻³	— 1,272 · 10 ⁻³	— 50,88 · 10 ⁻³	— 103,3 · 10 ⁻³			
12	+ 300	— 7563	+ 145,4	+ 1,000	+ 0,877	— 2,365 · 10 ⁻³	+ 2,455 · 10 ⁻³	— 127,66 · 10 ⁻³	— 260,6 · 10 ⁻³			

Mit $\mathfrak{M}_1 = M'_1$, $\mathfrak{N}_1 = 0$ ist nach Gl. (38):

$$\int \mathfrak{M}_1 \cdot \bar{M}_{b,0}^* \cdot \frac{\varphi_n}{E_b \cdot I_b} \cdot ds = 0.$$

Mit $N_{sch} = 0$ (Schwinden wird getrennt erfaßt) ergeben sich nach Gl. (6) die Werte $\bar{M}_{b,t}^*$ und $\bar{N}_{b,t}^*$ (Tabelle 2, Sp. 14 und 15).

Nach Gl. (38) erhält man damit:

$$\begin{aligned} \bar{\delta}_{10,t}^* &= \int \mathfrak{M}_1 \cdot [\bar{M}_{b,t}^* \cdot (1 + \psi \cdot \varphi_n)] \cdot ds = 2 \cdot 35\,628 \cdot \frac{\lambda}{6} = \\ &= 2 \cdot 35\,628 \cdot \frac{2000}{6 \cdot 12} = + 1\,979\,320 \text{ tcm}^2 \text{ (Tabelle 3).} \end{aligned}$$

Tabelle 3

Feld	$M_i = \mathfrak{M}_1$		$M_k = M_{b,t}^* (1 + \psi \cdot \varphi_n)$		$k_l \cdot (2i_l + i_r) + k_r \cdot (2i_r + i_l)$
	i_l	i_r	k_l	k_r	
					tm
6—7	+ 0,500	+ 0,583	+ 11 208	+ 9 201	+ 33 071
Σ 0—12					+ 35 628

Zu $X_{1,t}^* = 1$ werden die M'_1 -Werte und nach Gl. (3) die Werte $M'_{1,b,0} = {}^M M'_{1,b,0}$ und $N'_{1,b,0} = {}^M N'_{1,b,0}$ bestimmt (Tabelle 2, Sp. 16—18).

Nach Gl. (41) ergeben sich $\bar{N}'_{1,b,t}$, $\bar{M}'_{1,b,t}$ und damit $\bar{M}'_{1,b,t} \cdot (1 + \psi^* \cdot \varphi_n)$ (Tabelle 2, Sp. 19—21).

Nach Gl. (43) bzw. (43a) und (44) wird mit

$$\begin{aligned} \int \mathfrak{M}_1 \cdot [\bar{M}'_{1,b,t} \cdot (1 + \psi^* \cdot \varphi_n)] \cdot ds &= - 139,4 \text{ cm,} \\ E_b \cdot I_b \cdot \delta_{11,t,pl}^* &= \frac{3,0}{2} \cdot 1255,0 - 139,4 = + 1743,1 \text{ cm,} \\ E_b \cdot I_b \cdot \delta_{11,t}^* &= 1255,0 + 1743,1 = 2998,1 \text{ cm,} \\ \nu X_{1,t}^* &= \frac{1\,979\,320}{2998,1} = - 660,2 \text{ tcm.} \end{aligned}$$

In gleicher Weise erhält man für Schwinden $\delta X_{1,t}^* = - 375,4 \text{ tcm}$ und für ständige Last $\delta X_{1,t}^* = - 35,8 \text{ tcm}$ und somit insgesamt

$$\sum X_{1,t}^* = - 1071,4 \text{ tcm.}$$

Zur Verringerung des Rechenaufwandes wird man in der Regel Eigengewicht, Vorspannung und Schwinden in

einem einzigen Rechnungsgang erfassen und $(1 + \psi \cdot \varphi_n)$ sowie $(1 + \psi^* \cdot \varphi_n)$ als konstante Größen einführen.

Wie man sieht, kann hier das Glied

$$\int \mathfrak{M}_1 \cdot \bar{M}'_{1,b,t} \cdot (1 + \psi^* \cdot \varphi_n) \cdot ds$$

wegen seiner Kleinheit vernachlässigt werden, so daß man nach Gl. (44a) setzen kann:

$$\delta_{11,t}^* = \left(1 + \frac{\varphi_n}{2}\right) \cdot \delta'_{11,t=0}.$$

Nach Gl. (49b) erhält man mit

$$E_b \cdot I_b \cdot \tilde{\delta}_{10,t}^* = 774\,570 \text{ tcm}^2$$

den Wert:

$$\nu X_{1,t}^* = - \frac{774\,570}{1255} = - 617,2 \text{ tcm (Abweichung 6 ‰).}$$

Im Querschnitt 12 (Stütze) ist nach Tabelle 2 $\psi = 0,543$. Damit wird:

$$\frac{1 + \psi \cdot \varphi_n}{1 + \frac{\varphi_n}{2}} = \frac{1 + 0,543 \cdot 3,0}{1,0 + 1,5} = 1,05$$

und

$$X_{1,t}^* = 1,05 \cdot 617,2 = - 649,0 \text{ tcm}$$

(Abweichung 1,7 ‰). Die Näherungsberechnung nach Gl. (49a) erfüllt somit alle Anforderungen an Rechengenauigkeit.

Aus dem Spannungsbild für Querschnitt 12 in Abb. 25 erkennt man den geringen Einfluß von $X_{1,t}^*$ in diesem Beispiel.

Für die Spannungen aus den Umlagerungsgrößen ist zu beachten, daß diese in der Kriechnullinie zu Null werden.

$$f = - \frac{I_b}{a' \cdot F_b} = - \frac{5\,760\,000}{(- 52,0) \cdot 4800} = + 23,08 \text{ cm}$$

(siehe Busemann [14], S. 418 oder Schrader [15], S. 3 mit $I_{st} = 0$).

b) *Vorspannstahl und schlafe Bewehrung.* Berücksichtigt man z. B. im Querschnitt 6 noch eine schlafe Bewehrung (Schwindbewehrung) $F_e = 4,0 \text{ cm}^2$ ($8 \phi 8$) so ergeben sich mit den Abmessungen aus Abb. 25 die Werte: $F'_{st} = 4,0 + 53,1 = 57,1 \text{ cm}^2$, $I'_{st} = 14826 \text{ cm}^4$ und nach Gl. (50)

$$k = \frac{15\,052 \cdot 0,148}{6 \cdot 14\,826 \cdot 0,852} = 29,4 \approx 30.$$

In diesem Falle hat somit die Schwindbewehrung keinen maßgebenden Einfluß auf die Berechnung, so daß nach a) gerechnet werden kann.

Wäre $F_e = 6 \text{ cm}^2$ mit $I'_{st} = 20\,378 \text{ cm}^4$, so würde sich $k = 21,4$ ergeben. Damit sind in den Umlagerungsgrößen Fehler von etwa 10 % zu erwarten.

2. Querschnitt mit gespreizter Vorspannung

Querschnitts-Abmessungen siehe Abb. 26. Es ist keine schlaffe Bewehrung berücksichtigt.

Beton:

$$\begin{aligned} n &= 6,2, & I_b &= 360\,000 \text{ cm}^4, \\ F_b &= 1200 \text{ cm}^2, & I_b/n &= 58\,065 \text{ cm}^4, \\ F_b/n &= 193,5 \text{ cm}^2, & I'_{b,z}/n &= 69\,244 \text{ cm}^4. \end{aligned}$$

Vorspannstahl:

$$n_z = 1,0, \quad F_z = F_{z,r} = 15,93 \text{ cm}^2, \quad I_{z,r} = I'_{st} = 7491 \text{ cm}^4.$$

Querschnitt F'_i ohne schlaffe Bewehrung:

$$F'_i = 209,5 \text{ cm}^2, \quad a' = 7,6 \text{ cm}, \quad S'_i = 112 \text{ cm}^3, \quad I'_i = 58\,915 \text{ cm}^4,$$

dazu nach Gl. (1):

$$\alpha_z = \frac{15,93 \cdot 69\,244}{209,5 \cdot 58\,915} = 0,0894$$

und nach Gl. (50)

$$k = \frac{69\,244 \cdot 0,0894}{7491 \cdot 0,9106} = 0,91.$$

Für allgemeine Werte von $M_{b,0}$ und $N_{b,0}$ erhält man:

genaue Theorie Kunert [12] oder Gl. (52):

$$M_{b,t} = -0,311 M_{b,0} + 1,125 N_{b,0}$$

Verfahren Abschnitt III: $M_{b,t} = -0,036 M_{b,0} + 1,435 N_{b,0}$

Fehler: 88 % 27 %

Bei solchen geringen Werten von k kann das Verfahren nach Abschnitt III niemals angewandt werden, da schon die Umlagerungsgrößen aus der gegebenen Belastung vollkommen fehlerhaft würden. In einem solchen Falle muß nach Abschnitt IV gerechnet werden, da die Umlagerungsgrößen von wesentlichem Einfluß bei der Spannungsermittlung sind.

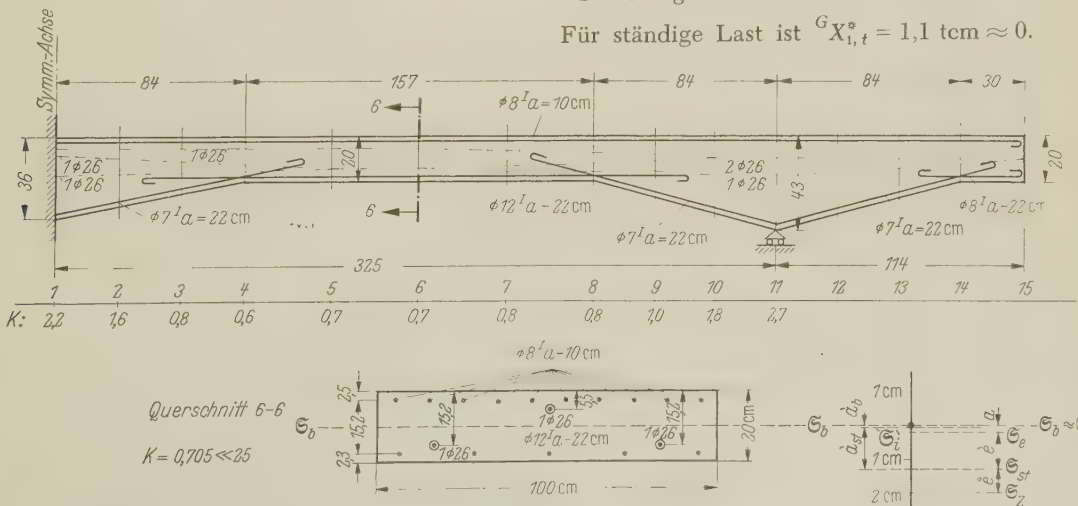


Abb. 27. Vorgespannte Fahrbahnplatte mit gespreizter Lage der Spannstähle und starker schlaffer Bewehrung.

3. Fahrbahnplatte mit gespreizter Vorspannung

In Abb. 27 ist die vorgespannte Fahrbahnplatte einer ausgeführten Brücke dargestellt. Für den Querschnitt 6 ergeben sich dabei folgende Werte (siehe Gl. (1) und [3]):

Beton:

$$\begin{aligned} n &= 6,0, & I_b &= 66\,667 \text{ cm}^4, \\ F_b &= 2000 \text{ cm}^2, & I_b/n &= 11\,111 \text{ cm}^4, \\ F_b/n &= 333 \text{ cm}^2, & I'_{b,z}/n &= 12\,401 \text{ cm}^4. \end{aligned}$$

schlaffe Bewehrung:

$$F_e = 10,17 \text{ cm}^2, \quad I_e = 587 \text{ cm}^4,$$

Querschnitt F_i :

$$\begin{aligned} F_i &= 344 \text{ cm}^2, & S_i &= 2 \text{ cm}^3, \\ a &= 0,182 \text{ cm}, & I_i &= 11\,699 \text{ cm}^4. \end{aligned}$$

Vorspannstahl:

$$n_z = 1,0, \quad F_{z,r} = 15,93 \text{ cm}^2, \quad I_{z,r} = 333 \text{ cm}^4.$$

Gesamter Stahlquerschnitt:

$$F'_{st} = 26,1 \text{ cm}^2, \quad e = 1,78 \text{ cm}, \quad I'_{st} = 940 \text{ cm}^4.$$

Querschnitt F'_i mit schlaffer Bewehrung:

$$\begin{aligned} F'_i &= 359,0 \text{ cm}^2, & S'_i &= 31 \text{ cm}^3, \\ a' &= 1,27 \text{ cm}, & I'_i &= 12\,090 \text{ cm}^4. \end{aligned}$$

Querschnitt F'_i ohne schlaffe Bewehrung:

$$\begin{aligned} F'_i &= 349 \text{ cm}^2, & S'_i &= 30 \text{ cm}^3, \\ a' &= 1,97 \text{ cm}, & I'_i &= 11\,170 \text{ cm}^4, \end{aligned}$$

dazu

$$\begin{aligned} \alpha_z &= \frac{15,93 \cdot 12\,401}{349 \cdot 11\,170} = 0,0506, \\ k &= \frac{12\,401 \cdot 0,0506}{940 \cdot 0,9494} = 0,705. \end{aligned}$$

Legt man die Annahme zugrunde, daß ständige Last und Vorspannung am Querschnitt F_i wirken und Kriechen und Schwinden am Querschnitt F'_i , so erhält man für allgemeine Werte von $M_{b,0}$ und $N_{b,0}$ nach:

genaue Theorie oder IV: $M_{b,t} = 0,215 M_{b,0} + 0,202 N_{b,0}$,

nach III: $M_{b,t} = 0,015 M_{b,0} + 0,248 N_{b,0}$.

Fehler: 93 % 22 %

Für die zeitabhängigen Unbekannten $X^*_{i,t}$ erhält man mit $\varphi_n = 3,0$ und $\varepsilon_s = 30 \cdot 10^{-5}$ nach:

	Vorspannung $VX^*_{1,t}$	Schwinden $SX^*_{1,t}$	Summe $\Sigma X^*_{1,t}$
genaue Werte und Verfahren			
Abchnitt IV	-28,69 tcm	-11,28 tcm	-39,97 tcm
Verfahren Abschnitt III:	-16,55 „	-13,22 „	-29,77 „
Abweichungen:	42 %	17 %	26 %

Für ständige Last ist $G^*_{X^*_{1,t}} = 1,1 \text{ tcm} \approx 0$.

Man erkennt, daß schon die Fehler in den Umlagerungsgrößen so groß sind, daß Verfahren III nicht angewandt werden kann. Sämtliche Fahrbahnplatten, bei denen nicht einseitig vorgespannt ist und bei denen außerdem eine große schlaffe Bewehrung vorhanden ist, müssen daher nach IV berechnet werden.

4. Durchlaufträger

42 m + 60 m + 42 m

Die Ausbildung dieses Durchlaufträgers mit der Lage der Vorspannstähle usw. ist aus Abb. 28 zu ersehen. Last und Vorspannung wirken am F_i -Querschnitt, d. h. es wird gleichzeitig mit dem Vorspannen ausgerüstet.

Für Querschnitt 12 werden nachfolgend die Querschnittswerte angegeben (siehe Gl. (1) und [3]):

Beton:

$$n = 6,0, \quad I_b = 159\,048\,000 \text{ cm}^4,$$
$$F_b = 25\,500 \text{ cm}^2, \quad I_b/n = 26\,508\,000 \text{ cm}^4,$$
$$F_b/n = 4250 \text{ cm}^2, \quad I'_{b,z}/n = 98\,333\,000 \text{ cm}^4.$$

schlaffe Bewehrung:

$$F_e = 20,0 \text{ cm}^2, \quad I_e = 92\,737 \text{ cm}^4,$$

Querschnitt F_i :

$$F_i = 4270 \text{ cm}^2, \quad S_i = 8 \text{ cm}^3,$$
$$a = 0,4 \text{ cm}, \quad I_i = 26\,801\,100 \text{ cm}^4.$$

Vorspannstahl:

$$n_z = 1,0, \quad F_{z,r} = 318,6 \text{ cm}^2, \quad I_{z,r} = 22\,939 \text{ cm}^4.$$

Gesamter Stahlquerschnitt:

$$F'_{st} = 338,6 \text{ cm}^2, \quad e = 129,6 \text{ cm}, \quad I'_{st} = 431\,643 \text{ cm}^4.$$

Querschnitt F'_i mit schlaffer Bewehrung:

$$F'_i = 4589 \text{ cm}^2, \quad S'_i = 38\,367 \text{ cm}^3,$$
$$a' = 122,4 \text{ cm}, \quad I'_i = 31\,634\,100 \text{ cm}^4.$$

Querschnitt F'_i ohne schlaffe Bewehrung:

$$F'_i = 4569 \text{ cm}^2, \quad S'_i = 38\,575 \text{ cm}^3,$$
$$a' = 130,0 \text{ cm}, \quad I'_i = 31\,523\,000 \text{ cm}^4.$$

dazu

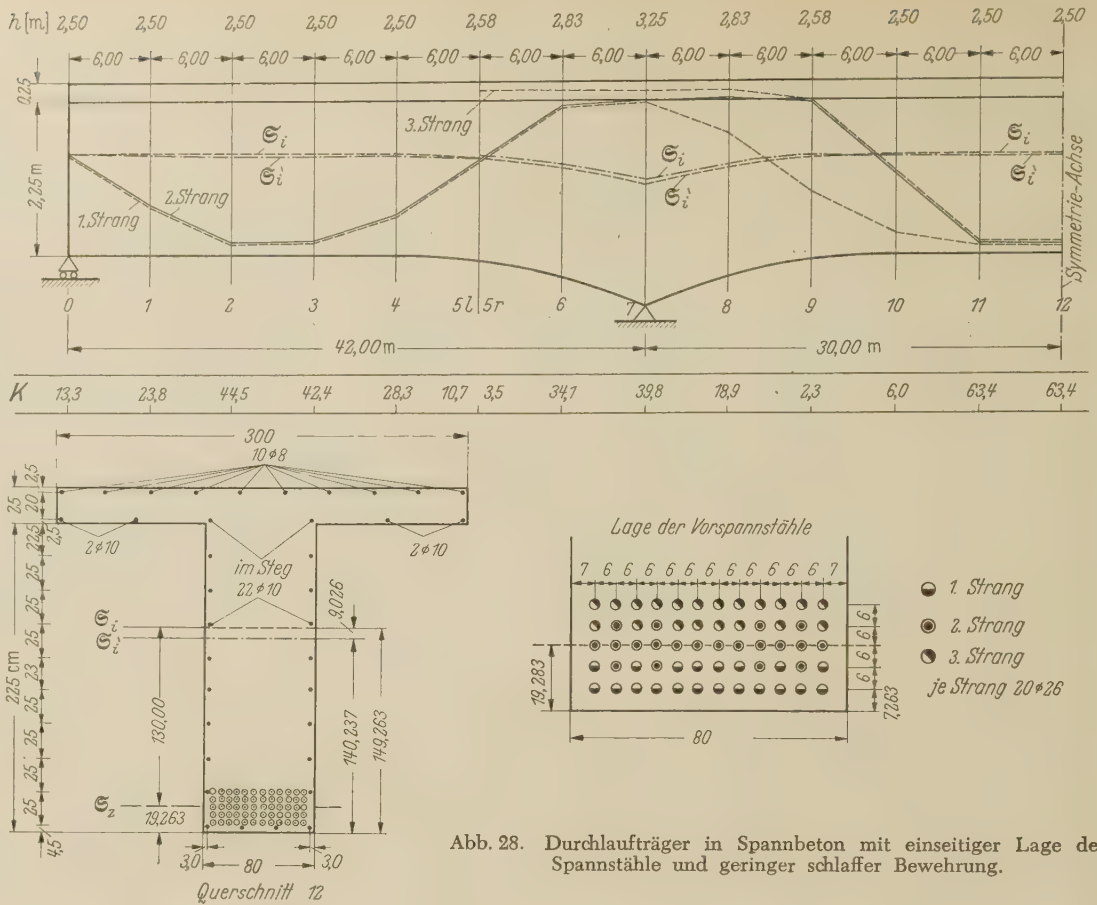
$$\alpha_z = \frac{318,6 \cdot 98\,333\,000}{4569 \cdot 31\,523\,000} = 0,218,$$
$$k = \frac{98\,333\,000 \cdot 0,218}{431\,643 \cdot 0,782} = 63,3.$$


Abb. 28. Durchlaufträger in Spannbeton mit einseitiger Lage der Spannstähle und geringer schlaffer Bewehrung.

Für allgemeine Werte von $M_{b,0}$ und $N_{b,0}$ ist für $\varphi_n = 3,0$:

nach genauer Th.: $M_{b,t} = +0,357 M_{b,0} - 0,165 N_{b,0}$
nach III: $M_{b,t} = +0,350 M_{b,0} - 0,168 N_{b,0}$
Fehler: 2 % 2 %

nach genauer Th.: $N_{b,t} = -0,264 M_{b,0} + 0,148 N_{b,0}$
nach III: $N_{b,t} = -0,269 M_{b,0} + 0,129 N_{b,0}$
Fehler: 2 % 8 %

Die k -Werte für die übrigen Querschnitte sind in Abb. 28 eingetragen. Nur für wenige Querschnitte sinken diese unter die für die vereinfachte Berechnung nach III zulässige Grenze. Da in diesen Bereichen aber gerade die Momentennullpunkte liegen, wirken sich Abweichungen in den Umlagerungsgrößen in diesen Punkten auf die Berechnung von $X'_{i,t}$ nicht aus. Bei der endgültigen Spannungs-berechnung erscheint es jedoch zweckmäßig, für diese wenigen Querschnitte die Umlagerungsgrößen nach IV zu berechnen.

Die Abweichungen in $X'_{i,t}$ zwischen den Berechnungsverfahren III und IV betrugen rund 2 %, so daß die vereinfachte Berechnungsweise III für $k > 25$ vollauf gerechtfertigt erscheint.

5. Rahmen mit 40 m Stützweite

Bei dieser in Abb. 29 dargestellten Konstruktion mit $g = 3,0 \text{ t/m}$ wird der Riegel einerseits durch die Vorspannkraft $V = 367,983 \text{ t}$ vorgespannt, andererseits durch die beiden Rückhaltestränge mit $R = 122,661 \text{ t}$ abgespannt ($R_v = 109,711 \text{ t}$, $R_h = 54,855 \text{ t}$). Sämtliche drei Zustände G , V und R werden gleichzeitig wirkend angenommen, so daß zur Zeit $t = 0$ nur Momente $M_{b,0}^*$ und Längskräfte $N_{b,0}^*$ am statisch bestimmten System auftreten.

Für alle Riegelquerschnitte sind folgende Werte konstant:

Beton:

$$\begin{aligned} n &= 6,0, & I_b &= 16\,875\,000\text{ cm}^4, \\ F_b &= 9\,000\text{ cm}^2, & I_b/n &= 2\,812\,500\text{ cm}^4, \\ F_b/n &= 1\,500\text{ cm}^2, \end{aligned}$$

Vorspannstahl:

$$n_z = 1,0, \quad F_{z,r} = 63,72\text{ cm}^2, \quad I_{z,r} \approx 0.$$

Damit:

$$F'_i = 1\,563,72\text{ cm}^2, \quad I_b/(n \cdot F'_i) = 0,1799\text{ m}^2,$$

Der Anteil aus den Betongliedern beträgt demnach:

$$E_b \cdot I_b \cdot {}^{M+N}\delta'_{11,t=0}(\text{Beton}) = 880,9 - 370,1 = 510,8\text{ m}.$$

Zur Berechnung der zugehörigen plastischen Anteile benötigt man zuerst nach Gl. (39) die Größen $N'_{1,b,0}$ und $M'_{1,b,0}$. In Tabelle 4, Spalte 15 bis 18 sind diese berechnet. Es ist besonders darauf zu achten, daß in ${}^{M+N}N'_{b,0}$ sowohl Anteile aus M'_i (Spalte 13) als auch aus N'_i (Spalte 14) entstehen. Die zugehörigen Umlagerungsgrößen $\bar{N}'_{1,b,t}$ und $\bar{M}'_{1,b,t}$ nach Gl. (41) sind in Spalte 19 und 20 auf-

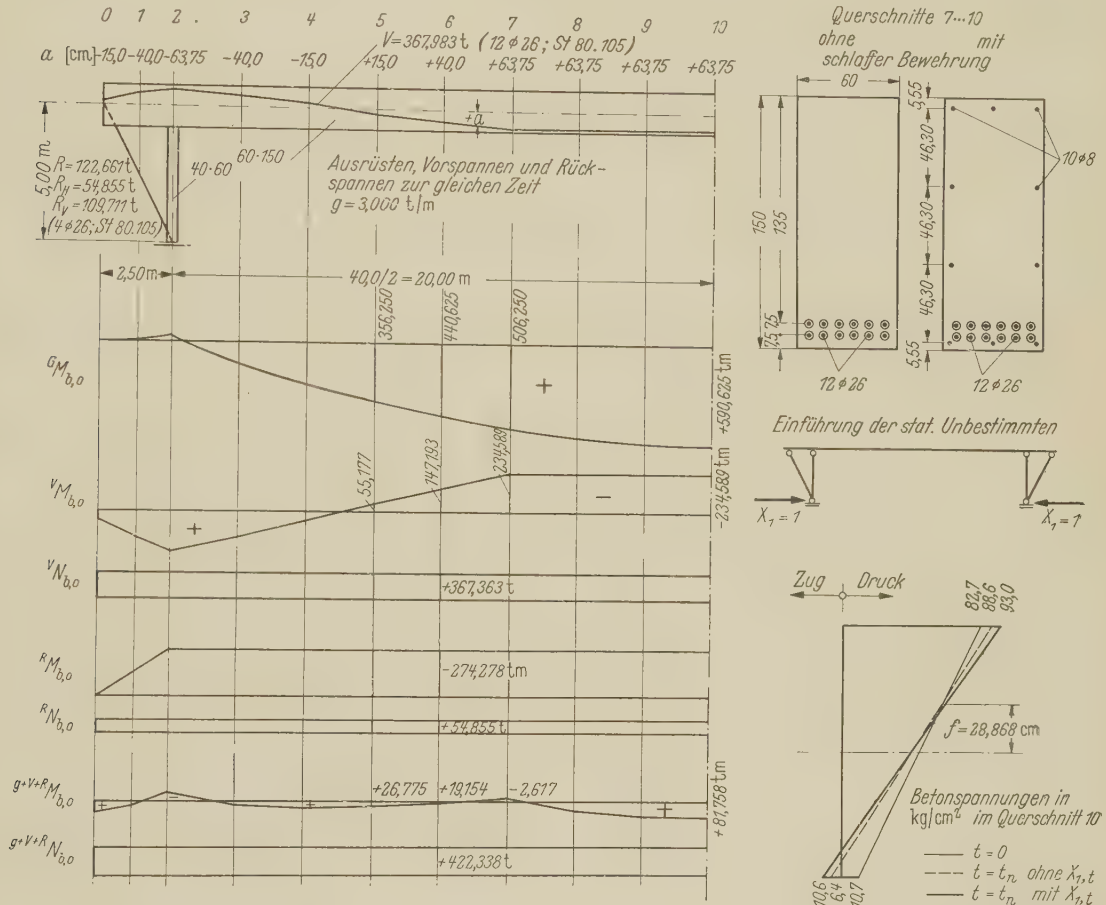


Abb. 29. Rahmen in Spannbeton mit einseitiger Lage der Spannstähle und mit Rückspannung aus Stahl.

Betonstütze (ohne Bewehrung):

$$F_{b,p} = 2400\text{ cm}^2, \quad F_{b,p}/n = 400\text{ cm}^2, \quad I_b/F_{b,p} = 0,7031\text{ m}^2,$$

Abspannstahl R:

$$F_{z,r} = F_{z,r} = 21,24\text{ cm}^2.$$

Die Querschnittswerte sind für die Querschnitte 5, 6 und 7 in Tabelle 4, Spalten 1—12 eingetragen.

Alle Verformungsgrößen werden für die halbe Brücke angegeben.

Für $X_1 = 1$ ergibt sich mit $R'_1 = 2,236$ und $N'_{1,p} = 2,00$ nach Gl. (35):

$$\begin{aligned} E_b \cdot I_b \cdot {}^{M+N}\delta'_{11,t=0} &= \int M'_1 \cdot \left(M'_1 \cdot \frac{1}{I'_1} \right) ds + \\ &+ \frac{1}{n} \frac{I_b}{F'_i} \int N'^2_{1,p} \cdot ds + \frac{I_b}{n \cdot F_{z,r}} \cdot R'^2_{1,p} \cdot s_R + \\ &+ \frac{I_b}{F_{b,p}} N'^2_{1,p} \cdot s_P = 492,7 + 4,0 + \\ &+ 370,1 + 14,1 = 880,9\text{ m}. \end{aligned}$$

geführt. Man erkennt sofort, daß in Gl. (42) die beiden ersten Glieder die Größen $0,5 \cdot \varphi_n \cdot {}^{M+N}\delta'_{11,t=0}(\text{Beton})$ darstellen.

Nach Gl. (42) bzw. Gl. (43) wird mit $\mathfrak{M}_1$ und $\mathfrak{N}_1$ nach Spalte 21 und 14:

$$\begin{aligned} E_b \cdot I_b \cdot \delta'^{\circ}_{11,t,pl} &= \frac{3,0}{2} \cdot 510,8 + \int \mathfrak{M}_1 \cdot [\bar{M}'_{1,b,t} \cdot (1 + \psi^* \cdot \varphi_n)] ds + \\ &+ \frac{I_b}{F_b} \int \mathfrak{N}_1 \cdot [\bar{N}'_{1,b,t} \cdot (1 + \psi^* \cdot \varphi_n)] ds = \\ &= +766,3 - 66,0 - 2,2 = +698,1\text{ m}. \end{aligned}$$

Man könnte hier $(1 + \psi^* \cdot \varphi_n)$ als konstante Größe herausheben, bzw. die beiden letzten Glieder überhaupt in Fortfall kommen lassen.

Mit obigen Werten wird:

$$E_b \cdot I_b \cdot \delta'^{\circ}_{11,t} = 880,9 + 698,1 = 1579,0\text{ m}.$$

Das Belastungsglied nach Gl. (38) wird wieder nur für „Vorspannung + Abspannung“ (ohne Schwinden) angegeben. In diesem Falle ist

$$V + R\bar{M}'_{b,0} = V + R\bar{M}'_{b,0}, \quad V + R\bar{N}'_{b,0} = V + R\bar{N}'_{b,0}$$

(Spalte 24 und 25).

Tabelle 4

	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14
Punkt	a'	a'_z	S'_i	I'_i	$I'_{h,z}$	a_z	$\frac{1}{n} \cdot \frac{I_b}{I'_i}$	$1 - e^{-a_z \cdot \eta_n}$	ψ	$1 + \psi \cdot \varphi_b$	a'_b	η_p^*	M'_i	$N'_i \cdot \beta_i$
	cm	(1)	(1)	(1)	(1)	(1)	—	(9a)	(1)	(30a)	cm	—	m	—
	cm	cm	cm ³	cm ⁴	cm ⁴	—	—	—	—	—	—	—	—	—
5	+ 15,00	+ 14,39	+ 917	2 826 252	18 900 000	0, 0454	0,995	0,1274	0,511	2,533	+ 0,61	0,3368	- 4,994	+ 1,0
6	+ 40,00	+ 38,37	+ 2445	2 910 297	31 275 000	0, 0730	0,936	0,1966	0,518	2,553	+ 1,63	0,3389	- 4,984	+ 1,0
7	+ 63,75	+ 61,15	+ 3897	3 060 910	53 452 000	0, 1186	0,919	0,2994	0,528	2,585	+ 2,60	0,3425	- 4,974	+ 1,0
	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	27
Punkt	$M'_{b,0}$	$M'_{b,0}$	$N'_{b,0}$	$M + NN'_{b,0}$	$N'_{b,t}$	$M'_{b,t}$	$3R_1$	$M'_{b,0}$	$N'_{b,0}$	$V + RM'_{b,0}$	$V + RN'_{b,0}$	$V + RN'_{z,t}$	$V + RM'_{b,t}$	
	(3)	(3)	(3)	(3)	(41)	(41)	m	tm	t	tm	t	t	tm	
5	- 4,9696	- 0,1620	+ 0,9592	+ 0,7972	+ 0,2773	+ 0,0416	- 5,00	+ 26,775	+ 422,84	- 329,48	+ 422,84	+ 78,07	+ 11,710	
6	- 4,8162	- 0,4186	+ 0,9592	+ 0,5406	+ 0,5938	+ 0,2375	- 5,00	+ 19,154	+ 422,84	- 421,47	+ 422,84	+ 140,26	+ 56,105	
8	- 4,5703	- 0,6332	+ 0,9592	+ 0,3260	+ 0,7924	+ 0,5052	- 5,00	- 2,617	+ 422,84	- 508,87	+ 422,84	+ 203,49	+ 129,726	

Da die Belastung zur Zeit $t = 0$ hier am statisch bestimmten System wirkt, das Kriechen aber am statisch unbestimmten System erfolgt, verschwindet die Summe der beiden ersten Ausdrücke in Gl. (38) diesmal nicht. Bestimmt man nach Gl. (6) $V + R\bar{N}_{b,t}^*$ und $V + R\bar{M}_{b,t}^*$ (Spalte 26 und 27), so erhält man nach Gl. (38).

$$\begin{aligned} E_b \cdot I_b \cdot \bar{\delta}_{10,t}^* &= \varphi_n \cdot \int \mathfrak{M}_1 \cdot V + R\bar{M}_{b,0}^* \cdot ds \pm \\ &\pm \varphi_n \cdot \frac{I_b}{F_b} \int \mathfrak{M}_1 \cdot V + R\bar{N}_{b,0}^* \cdot ds \pm \\ &\pm \varphi_n \cdot \frac{I_b}{F_{b,P}} \cdot \mathfrak{M}_1 \cdot V + R\bar{N}_{b,0,P} \cdot s_P \pm \\ &\pm \int \mathfrak{M}_1 \cdot [V + R\bar{M}_{b,t}^* (1 + \psi \cdot \varphi_n)] \cdot ds \pm \\ &\pm \frac{I_b}{F_b} \int \mathfrak{M}_1 \cdot [V + R\bar{N}_{b,t}^* (1 + \psi \cdot \varphi_n)] \cdot ds = \\ &= 108\,804 + 5352 + 2314 - 15\,937 - 1245 = 99\,288 \text{ tm}^2. \end{aligned}$$

Da für den Stiel keine Bewehrung berücksichtigt wurde, entfällt auch das diesbezügliche Glied für die Umlagerungsgrößen. Mit Gl. (45) wird:

$$V + RX_{1,t}^* = -\frac{99\,288}{1579,0} = -62,88 \text{ t.}$$

Entsprechend erhält man für Schwinden:

$$SX_{1,t}^* = -2,42 \text{ t,}$$

für ständige Last

$$GX_{1,t}^* = +63,40 \text{ t}$$

und somit

$$\sum X_{1,t}^* = -1,90 \text{ t.}$$

Nimmt man in Querschnitt 7 noch eine schlaffe Bewehrung entsprechend Abb. 29 an, so wird:

$$\begin{aligned} I_e &= 15\,624 \text{ cm}^4, & e &= a' = 63,75 \text{ cm,} \\ I_z &= 896 \text{ cm}^4, & I'_{st} &= 35\,454 \text{ cm}^4 \end{aligned}$$

und nach Gl. (50):

$$k = \frac{53\,452\,000 \cdot 0,1186}{6 \cdot 35\,454 \cdot 0,8814} = 33,8.$$

Somit braucht die schlaffe Bewehrung nicht Berücksichtigung zu finden.

Für den Querschnitt 5 ist k wohl wieder nur 8,5, aber dieser Punkt ist analog den Erläuterungen zu Beispiel 4 nicht maßgebend. Berechnet man für dieses Beispiel die $X_{1,t}$ -Werte nach Abschnitt IV mit Berücksichtigung der schlaffen Bewehrung, so bekommt man die Werte:

$$GX_{1,t}^* = +63,50 \text{ t,} \quad V + RX_{1,t}^* = -63,48 \text{ t,} \quad SX_{1,t}^* = -2,46 \text{ t.}$$

Die Spannungen für Punkt 10 sind in Abb. 29 dargestellt. Man erkennt, daß in diesem Beispiel die Größe von $X_{1,t}$ überhaupt keinen Einfluß auf die Spannungsverteilung hat.

Zusammenfassung

Durch den Abgrenzungs-Kennwert k ist das Verhalten eines jeden Querschnitts in bezug auf Schwinden und Kriechen eindeutig festgelegt. Ist k größer als 25, so können alle Vorspannstähle in ihrem gemeinsamen Schwerpunkt wirkend angenommen werden und die Berechnung kann nach dem einfacheren Verfahren entsprechend Abschnitt I bis III durchgeführt werden. Die schlaffe Bewehrung braucht dabei nicht berücksichtigt zu werden. Bei kleineren Werten von k , diese treten bei stark gespreizten Vorspannstählen bzw. beim Vorhandensein einer starken schlaffen Bewehrung auf, ist nach Abschnitt IV zu rechnen.

POHLIG KABELKRANE



In der Schweiz
wurden in den letzten 6 Jahren
17 POHLIG-Kabelkrane
mit Spannweiten bis 880 m
und Hubhöhen bis 275 m,
ausgerüstet für Fahrgeschwindigkeiten bis 360 m/min.,
und einer Tragkraft je Kran bis zu 20 t
in Montage und Betrieb genommen.

J. POHLIG AKTIENGESELLSCHAFT · KÖLN

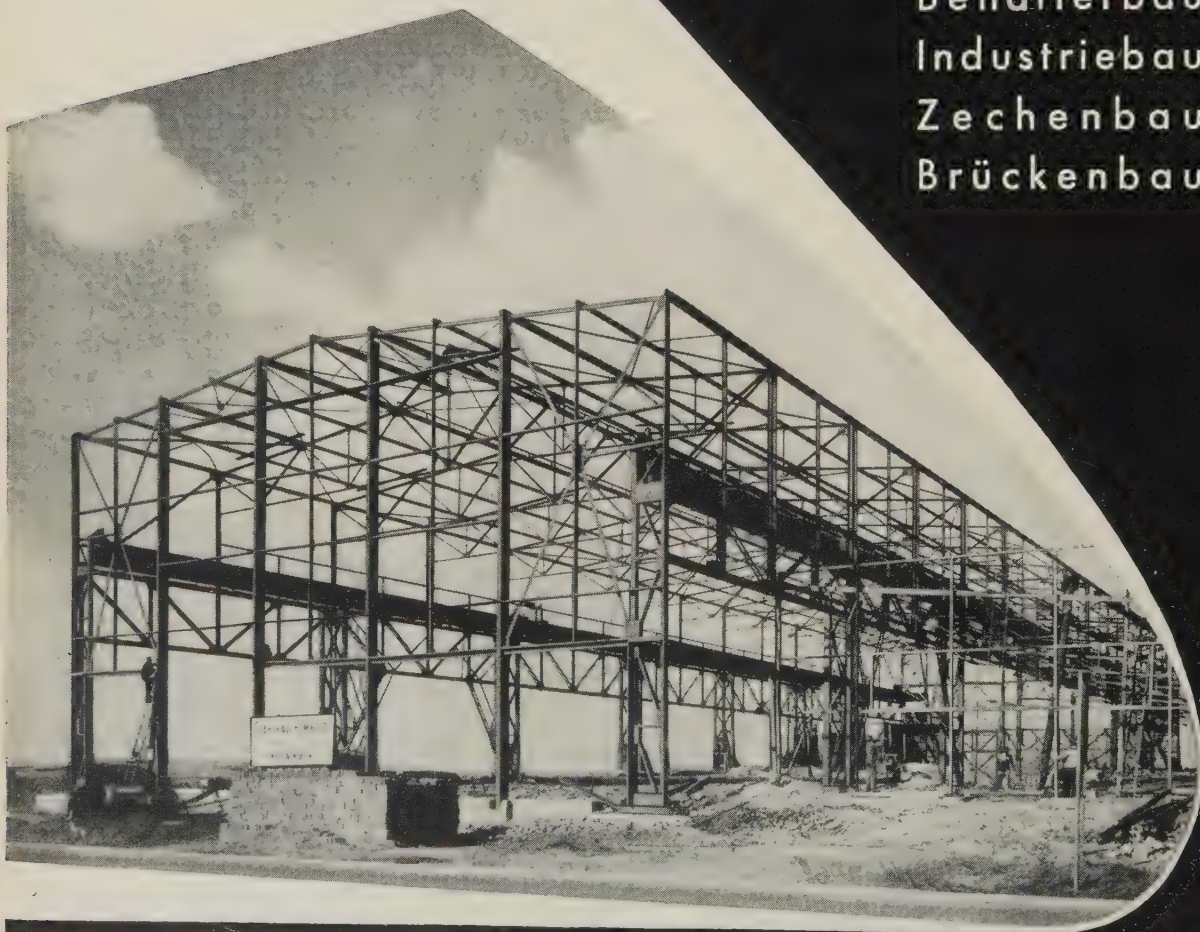
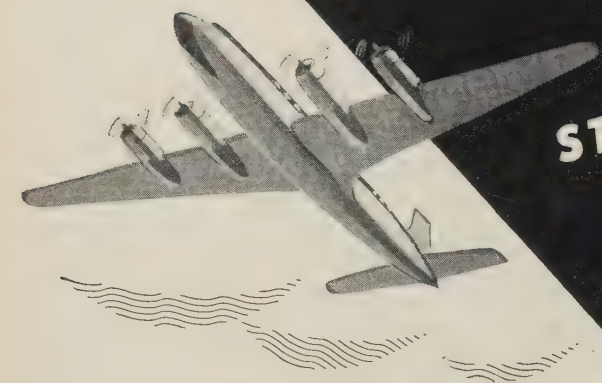


100 Jahre
HUMBOLDT
1856-1956

STAHLBAU HUMBOLDT

STAHLBAUTEN aller Art

Flugzeughallen
Hochbau
Skelettbau
Behälterbau
Industriebau
Zechenbau
Brückenbau



KLÖCKNER-HUMBOLDT-DEUTZ AG · KÖLN

In den Abschnitten I, II und III ($I'_{st} = 0$) wird gezeigt, wie in einfacher Weise zuerst die Verteilungsgrößen aus der Superposition der verschiedenen Belastungszustände bestimmt werden und sich daraus in einem einzigen Rechnungsgang die Umlagerungsgrößen ergeben. Diese werden sowohl für zeitunabhängige, konstante Belastungen als auch für linear mit φ_t anwachsende Belastungen angegeben. Mit den Werten ψ bzw. ψ^* erhält man daraus die zugehörigen Endverformungen und damit auch die Endverformungssprünge bei statisch unbestimmten Systemen. Letztere können also in gleicher Weise wie sonst in der Statik üblich ohne Verwendung von Systemen von Differentialgleichungen berechnet werden.

Ist $I'_{st} \neq 0$, so wird in Abschnitt IV gezeigt, wie unter Benützung der Formeln für die Umlagerungsgrößen nach Bandel verhältnismäßig einfach der Spannungsnachweis durchgeführt werden kann. Es wird weiter angegeben, wie die Berechnung der zeitabhängigen statisch unbestimmten Größen $X_{i,t}^*$ über die Endverformungssprünge des ideellen Stahlträgers in einfacher Weise erfolgen kann.

In den Zahlenbeispielen ist die Anwendung dieser Theorie gezeigt. Diese Beispiele sind so gewählt, daß man das Verhalten der verschiedenen Querschnitte über die Größen α_z , k , ψ , ψ^* , I'_{st} usw. erkennen kann. Ebenso geben diese Beispiele Aufschluß, unter welchen Voraussetzungen Vernachlässigungen zulässig sind und welche Rechengenauigkeiten man erwarten kann.

Um einfache und klare Verhältnisse zu haben, wird man nach Obigem gut tun, bei vorgespannten Konstruktionen schlaife Bewehrungen nach Möglichkeit klein zu halten. Diese Forderung steht im Widerspruch zur DIN 4227, Ausgabe 1953, Pkt. 10,42, wonach für vorgespannte Konstruktionen eine schlaife Mindestbewehrung von 0,3 %

des Rauminhaltes des Betons gefordert wird, die aber m. E. für solche Konstruktionen viel zu groß ist.

Mit dieser Veröffentlichung wird dem Ingenieur ein Verfahren zur Hand gegeben, das mit den üblichen Mitteln der Statik in einfacher Weise und ohne großen Rechenaufwand die Berechnung vorgespannter Konstruktionen, auch solcher schwierigster Art, ermöglicht.

Meinen Herren Assistenten Dipl.-Ing. P. Stein, Dipl.-Ing. E. Schaber und Dipl.-Ing. S. Krug sei abschließend für ihre nimmermüde Mitarbeit bei dieser Arbeit, vor allem bei der Durchführung der Berechnungen für die notwendigen umfangreichen Zahlenbeispiele — von denen nur einige wenige und diese nur auszugsweise erwähnt werden konnten —, bestens gedankt.

Literatur

1. W. Zerna, Spannbeton, Düsseldorf, 1953.
2. B. Neunert, Der Einfluß des Kriechens und Schwindens auf vorgespannte Stahlbetonteile. Diss. Techn. Univ. Berlin, 1953.
3. K. Sattler, Kriechen. Beton u. Stahlbeton 49 (1954) S. 8.
4. H. Rüschi und H. Kupfer, Bemessung von Spannbetonbauteilen, Beton-Kalender 1955, S. 403.
5. F. Leonhardt, Spannbeton für die Praxis. Berlin, 1955.
6. G. Kani, Spannbeton, Stuttgart, 1955.
7. A. Mehmelt, Grundlagen für die Berechnung vorgespannter Stahlbetonteile. Schleicher, Taschenbuch für Bauingenieure, 2. Aufl. 1. Bd. 1955, S. 802.
8. Magnel, Theorie und Praxis des Spannbetons. Wiesbaden - Berlin, 1956.
9. G. Franz, Spannbeton. Hütte, 28. Aufl. III. Bd. 1956.
10. W. Wagnitz, Das behinderte Kriechen beim Spannbeton mit nachträglichem Verbund. Diss. Techn. Univ. Berlin, 1956.
11. K. Sattler, Theorie der Verbundkonstruktionen. Berlin, 1953.
12. K. Kunert, Beitrag zur Berechnung der Verbundkonstruktionen. Diss. Techn. Univ. Berlin, 1955.
13. Hk. Bandel, Beitrag zur Berechnung von Fachwerkträgern mit unmittelbar belasteten biegesteifen Gurten, insbesondere von Fachwerkträgern. Diss. Techn. Univ. Berlin, 1955, Köln, 1956.
14. R. Busemann, Bauingenieur 35 (1950) S. 418.
15. H. J. Schrader, Vorberechnung der Verbundträger. Berlin, 1955.

Kurze Technische Berichte

Dreiländer-Holztagung 1956 in Baden-Baden

Die Dreiländer-Holztagung der Österreichischen Gesellschaft für Holzforschung, der Lignum, Schweizerische Arbeitsgemeinschaft für das Holz und der Deutschen Gesellschaft für Holzforschung wurde vom 21. bis 23. Juni in Baden-Baden abgehalten. Auch diesmal stand hinsichtlich der Fülle des Gebotenen an Vorträgen und Besichtigungen diese 3. Tagung den vorangegangenen in Salzburg (1952) und Luzern (1954) in keiner Weise nach. Die Ende der zwanziger Jahre ins Leben gerufenen deutschen Holztagungen, die sich immer größerer Beteiligung der interessierten Kreise erfreuten, wurden vor einigen Jahren von den Dreiländer-Holztagungen der eingangs genannten Verbände abgelöst, die gleiche Ziele der Forschung zusammenführten. Diese erstrecken sich hauptsächlich auf Forst- und Holztechnik und gliedern sich wieder in eine große Reihe von Teilgebieten, deren wichtigste die Holzgewinnung, die biologische Holzforschung, die Holzchemie und Papierherstellung, der Holzschutz, die Holzbe- und -verarbeitung, die Holztrocknung, die Holzverleimung, die Holzvergütung und die Verwendung des Holzes im Bauwesen sind. Es ist selbstverständlich und in dem Umfang des Stoffes begründet, daß auf den Dreiländer-Holztagungen nur Ausschnitte aus den genannten Gebieten gebracht und solche Fragen behandelt werden können, die z. Z. am vordringlichsten sind. Die Tagung dieses Jahres war besonders darauf ausgerichtet, die Holzfrage im Bauwesen zu behandeln. Ungeachtet dessen kam aber auch eine Reihe anderer wichtiger technischer und forstlicher Fragen zur Erörterung, die durch regen Gedankenaustausch der Beteiligten wertvolle Aufschlüsse und Ergänzungen der geleisteten Arbeit brachten. In welchem Maße die Ergebnisse der Forschung nicht nur den drei Ländern nutzbar gemacht werden, zeigt am besten die Tatsache, daß zu der Tagung 7 weitere Länder ihre Vertreter entsandt hatten.

Die Tagung wurde eröffnet durch einen Festvortrag von Prof. Dr.-Ing. Kollmann, Leiter des Instituts für Holzforschung und Holztechnik der Universität München, über „Das

Holz im Atomzeitalter“. Im Rahmen dieses Berichtes kann von dem hochinteressanten Vortrage nur das Wichtigste wiedergegeben werden. Der fast überstürzte Fortschritt in der Entwicklung der Naturwissenschaften, eingeleitet durch die Plancksche Quantentheorie und der ganzen Welt durch die Wirkung der Atombomben zu erschreckender Deutlichkeit veranschaulicht, hat eine Umwertung unter vielen Stoffen herbeigeführt und unter diesen, die in der Welt von morgen nicht mehr Platz zu haben scheinen, wird das Holz an erster Stelle genannt. Die Frage nach der Holzverwertung und -verwendung ist daher nicht nur für den Holzfachmann, sondern für jeden Menschen von größter Bedeutung. Hierüber in den USA vorgenommene Trend-Analysen zeigen zwar für die letzten Jahre keine abwärts gerichtete Entwicklung in der Holzherzeugung, lassen jedoch erkennen, daß der Schnittholzverbrauch je Kopf der Bevölkerung von 2,54 m³ im Jahre 1900 auf 1,2 m³ im Jahre 1952 fiel. Der steigende Schnittholzpries ist ein Hauptgrund für die Abnahme des Schnittholzverbrauches. Demgegenüber ist eine rasche Zunahme des Faserholzverbrauches festzustellen. Wahrscheinlich dürfte das Holz in Zukunft Grundstoff für die Erzeugung von Nahrungsmitteln werden. In nächster Zeit ist nach quantitativen Schätzungen noch keine Abkehr vom Holz zu erwarten. Da in der Waffentechnik das Holz auch heute noch eine Rolle spielt, wird es hierdurch in den Bannkreis atomarer Drohung gerückt. Holz im Hinblick auf einen möglichen Atomkrieg aus dem Bauwesen zu verbannen, ist eine sinnlose Forderung. In philosophischen Erörterungen begründete der Vortragende diese Feststellung. Für eine geordnete, harmonische Lebensgemeinschaft sind die Wälder das schönste Beispiel. Die Berührung des Menschen mit dem Holz wirkt in beruhigendem Sinne und läßt ihn sich behaglich und geborgen fühlen. In einer angestrebten Zivilisationsaskese ist der Naturstoff Holz Brücke zwischen Natur und innerstem Lebenskreis.

Die Zusammenhänge zwischen den technischen Eigenschaften der verschiedenen Hölzer und deren Zellenaufbau erläuterte der Vortrag von Prof. Dr. Frey-Wyßling (Zürich) über „Die

Elektronenmikroskopie des Holzes“, welche die verschiedenartigen Gebilde der Zellwände zeigt und erkennen läßt, wie ein feines Geflecht von Cellulose-Mikrofibrillen durch inkrustierendes Lignin zu einer dichten Masse verkittet wird. Die verholzte Zellwand besteht, dem Stahlbeton ähnlich, aus zugfesten Stäben, die bei Druckbelastung durch druckfeste Masse am Ausknicken behindert werden. Im Elektronenmikroskop können die verwinkelten Wachstumsvorgänge, insbesondere der Wandflächen der Zellen, genau verfolgt werden. Ebenso läßt sich damit die Ausdifferenzierung der sogenannten Tüpfel und der Strukturaufbau aus Plasma und Cellulosefibrillen erkennen.

In dem Vortrage von Prof. Dr. Freudenberg (Heidelberg) „Wie entsteht das Holz?“ wurde eine Zusammenfassung unserer heutigen Kenntnisse über den chemischen Aufbau des Holzes gegeben. Von den drei Bestandteilen des Holzes: Cellulose, Hemicellulose und Lignin ist die Entstehung des letzteren am besten aufgeklärt, während die Bildung der Cellulose noch zu durchforschen ist. Man nimmt heute an, daß sie ähnlich der naheverwandten Stärke verläuft. Genaue Kenntnis haben wir über das zwischen Rinde und Holz befindliche Wachstumsgewebe oder Cambium.

Prof. Dr. Kisser (Wien) sprach über „Die Bedeutung der Holzforschung im Rahmen der biologischen Forschung“. Auch bei praktischen Erörterungen muß stets auf Bau, Struktur und Chemismus des Holzes als Ausgangspunkt für die Forschung zurückgegriffen werden. Bereits 1939 hat Trendelenburg diese Beziehungen zwischen dem Baum als lebendes Individuum und seinem Holz klar erkannt. Die biologische Forschung führt dauernd zu Erkenntnissen, die für die angewandte Holzforschung grundlegende Bedeutung haben. Der Vortragende wandte sich gegen die Abgrenzung von Grundlagenforschung und Zweckforschung, da Forschung ein unteilbares Ganzes ist. Der grundsätzliche Unterschied zwischen reiner und angewandter Forschung liegt nur in Fragestellung und Zielsetzung.

Ing. Bremer (Zürich) berichtete über den heutigen Stand der Hochfrequenz Trocknung. Nach Angaben über die Wirkungsweise des elektromagnetischen Wechselfeldes und der physikalischen Vorgänge bei dieser Trocknung folgten solche über die holztechnologischen Hindernisse und deren Überwindung und die neuen Verfahren zur Berechnung der Hochfrequenz Trocknung. Es ist gelungen, Hartholz von waldfrischer Feuchtigkeit in Dicken bis zu 20 cm innerhalb von 2–4 Stunden, je nach der Holzart, bis auf 6 v. H. der Endfeuchtigkeit ohne Schaden herunterzutrocknen.

„Neuere Versuche mit Streckmitteln für Harnstoffharzleime in Österreich“ — Bericht Ing. Neußner (Wien) — bezwecken die Ermittlung von Kennzahlen für den Ansatz von Leimflotten zur Verbesserung der Güte in der industriellen Verleimung.

Dr. Kratzl (Wien) untersuchte im Chemischen Institut der Universität Wien „Die Beziehung Holz, Wasser und Temperatur“ und sprach über die Veränderungen am Lignin bei den technischen Prozessen, wo Holz mit Wasser und Wärme in Berührung kommt. Diese sind im allgemeinen gering.

In der Fachgruppe für biologische Holzforschung wurde bei einer Besichtigung von Eichenversuchsflächen im Forstamt Rotenfels über Wuchsleistungen heimischer Traubeneiche und amerikanischer Roteiche gesprochen. Nach einleitenden Worten von Prof. Dr. Mayer-Wegelin (Hamburg) hielt Prof. Dr. Mitscherlich (Freiburg) den Einführungsvortrag über die Wuchsleistung dieser beiden Eichenarten. Die Roteiche hat sich in dem günstigen Klima der badischen Vorbergzone als außerordentlich raschwüchsige Holzart erwiesen, was bei der Besichtigung der Mischkulturen in Rotenfels deutlich zu erkennen war. Auch gegenüber der Traubeneiche ist eine Überlegenheit von etwa 60 v. H. in der Gesamtwuchsleistung festzustellen. Die Holzeigenschaften dieser beiden Eichenarten wurden an Probestämmen eingehend von Prof. Dr. von Pechmann (München) erläutert. Trotz geringeren Alters hatte die Roteiche bei gleicher Kronengröße einen stärkeren Brusthöhendurchmesser, was auf breitere Jahresringe zurückzuführen ist. Die Roteiche hat ferner einen sehr hohen Hartfaseranteil, während die Traubeneiche einen hohen Tracheidenanteil aufweist. Beide Arten haben etwa gleiche Porengrößen und sind auch durch gleichartige Großporigkeit gekennzeichnet. Die Fasern der Roteiche sind etwas länger, aber dünnwandiger als die der Traubeneiche. Die mittlere Rohwichte stimmt für beide Stämme fast überein, ebenso das Raumschwindmaß. Die Feuchtigkeitsverteilung zeigt bei der Traubeneiche das bekannte Feuchtigkeitsgefälle von außen nach innen. Die Roteiche verhält sich umgekehrt: der Kern ist feuchter als der

Splint. Die Druckfestigkeit beider Arten ist gleich, dagegen sind Zug- und Biegefestigkeit sowie die Bruchschlagarbeit der Roteiche wesentlich höher. Diese günstigen Eigenschaften der Roteiche müssen natürlich dem sehr günstigen Standort zugeschrieben werden. Hinsichtlich der Dauerhaftigkeit ist das heimische Eichenholz dem der Roteiche wesentlich überlegen, dagegen ist Roteichenholz sehr gut für Imprägnierung geeignet. Vorgelegte Probestücke der Münchener Meisterschule für das Schreinerhandwerk aus Vollholz und in Furniertechnik bewiesen die vorerwähnten günstigen Untersuchungsergebnisse. Der anschließend gezeigte Traubeneichenbestand in Kuppenheim ließ auch die beachtliche Entwicklung dieser Baumart erkennen, welche allerdings längere Zeit hierzu beansprucht.

Min. Dir. Mahler (Baden-Baden) sprach gelegentlich der Besichtigung bestimmter Waldbilder im Stadtwald von Baden-Baden über die Möglichkeiten einer Waldbauintensivierung, die im Endziel auf 10–15 Mio. Derbholzfestmeter veranschlagt werden kann, und die unbedingt erforderliche Mehrerzeugung in den heimatischen Wäldern. Die Verhältnisse wechseln stark von Wald zu Wald und müssen fallweise von den Standortverhältnissen und den vorhandenen Waldzuständen abgeleitet werden. Größe und Ausmaß einer Waldbauintensivierung hängen entscheidend von den verfügbaren Mitteln ab.

Die Vortragsreihe der das Bauwesen berührenden Fragen wurde durch Prof. Dr. Kliewe (Mainz) mit dem Thema „Holz und Hygiene“ eröffnet. Zur Erfüllung der leider oft nicht hinreichend berücksichtigten hygienischen Forderung im Wohnungsbau ist das Holz hervorragend geeignet, z. B. für Bodenbeläge, Decken, Wandverkleidungen, Fenster, Türen und dergleichen mehr. Im Interesse der Gesundheitspflege der Bevölkerung sollte seine Verwendung auf diesen Gebieten nicht eingeschränkt werden.

Über „Vergleichende wärme- und feuchtigkeits Technische Untersuchungen an Versuchshäusern aus verschiedenen Baumaterialien in Deutschland“ sprach Prof. Dr.-Ing. Reiher (Stuttgart). Diese seit 1952 an 25 Versuchshäusern bei Holzkirchen ausgeführten Versuche betreffen die Wärmedurchlasswiderstände der Außenmauern, Schimmel- und Eisbildung in Raumwinkeln hinter Möbeln, Zerstörung von Baustoffen und dergleichen. Auf die gesundheitsschädlichen Auswirkungen solcher Mängel, die zu Allergierkrankungen führen, wurde hingewiesen. Einige grundsätzliche Forderungen für Planung, Ausführung und das Bewohnen können auf Grund der vierjährigen Erfahrungen zur Verhütung von Bau- und Wohnungsschäden als Mindestforderungen im sozialen Wohnungsbau erhoben werden und gelten naturgemäß auch für den Baustoff Holz. Bei der Planung ist zu beachten, daß alle Aufenthaltsräume beheizbar sind, in Küchen und Bädern unmittelbare Lüftung besteht, große Südfenster angeordnet und die Außenwände an Nord- und Wetterseiten wärmeschutzmäßig stärker ausgebildet werden. Dies bedingt für die Ausführung eine entsprechende Auswahl des Putzes und eine zusätzliche Wärmedämmung in den Raumwinkeln zur Verhinderung der Schimmelbildung. Für das Bewohnen ist eine zweckmäßige Möbelstellung, Beheizung und Lüftung unbedingt einzuhalten.

In dem von Dr.-Ing. Seekamp (Berlin-Dahlem) gehaltenen Vortrag über „Problematik und Systematik der Verfahren zur Prüfung des Verhaltens von Holz und Holzwerkstoffen im Feuer“ wurde zunächst auf die vielen Einflüsse hingewiesen, die den Brennvorgang begleiten, und ebenso die unterschiedliche Fragestellung der Interessenten hervorgehoben. Bei der Neugestaltung der Brandschutznormen DIN 4102 und OE-Norm 3800 wird versucht, die Prüfverfahren in 6 Hauptgruppen zu unterteilen und sich die Erfahrungen ausländischer Vorschriften dienen zu lassen. Der Vortragende trat für eine Unterscheidung brennbarer und nichtbrennbarer Werkstoffe ein und für getrennte Prüfvorschriften von Holzwerkstoffen im Bauwesen und im übrigen Bereich der Anwendung.

Für eine Klärung der sehr unterschiedlichen Verfahren setzte sich Dr. Rister (Wien) mit seinem Vortrag „Vereinheitlichung und Vereinfachung der Prüfverfahren von Holzwerkstoffen und Bauteilen gegen Feuer“ ein und schlägt vor, den Flamm- und Zündpunkt als Grundlage zur Einteilung in leicht- und schwerentflammbare oder leicht, schwer und nichtbrennbare Stoffe zu wählen. Zunächst wären für Wände, Decken und Säulen Typen für Prüfkörper, Bauteile und Brandprüfeinrichtungen aufzustellen und in ähnlicher Weise hinsichtlich der Brandhemmittel zu verfahren.

Dr.-Ing. Stumpp (Wiesbaden) berichtete von „Neuen Erkenntnissen über Eigenschaften und Anwendung von chemischen Feuerschutzmitteln“ und kennzeichnete das Verhalten ge-

bräuchlicher Chemikalien im Feuer oder in der Wärmestrahlung. Die Wirksamkeit chemischer, insbesondere schaumschichtbildender Feuerschutzmittel für Holz und Holzwerkstoffe wurde an Beispielen der üblichen Prüfmethoden bei Entstehungsfeuer oder vollentwickeltem Brande erläutert und die Zusammenhänge zwischen chemischen Feuerschutzmitteln als Imprägnierungs- und Anstrichmittel klargestellt. Für eine erwünschte Abstimmung zwischen der Beurteilung und den Forderungen der Bausachverständigen und den Brandverhütungsorganisationen zum baulichen Feuerschutz einerseits und den Erkenntnissen der Holzwissenschaftler und Holzschutzfachleute zum chemischen Feuerschutz andererseits wurden Hinweise gegeben.

Dipl.-Ing. Gretener (Zürich) ging in seinen Ausführungen über „Brandverhütung am Beispiel der schweizerischen holzverarbeitenden Industrie“ von der Tatsache aus, daß die 1940 bis 1947 von den Feuerversicherungsgesellschaften ausgezahlten Schadenvergütungen 110,5 v. H. der Prämien ausmachten und ab 1948 zu einem 40prozentigen Wagniszuschlag auf die Prämien zwangen. Dieses Alarmzeichen führte zu vermehrter Aufmerksamkeit in der Brandverhütung. Etwa 450 holzverarbeitende Betriebe der Schweiz lassen sich z. Z. durch den 1944 gegründeten Brand-Verhütungsdienst für Industrie und Gewerbe betreuen. Diese Einrichtung versucht, die Feuer-sicherheit in den ihr angeschlossenen Betrieben zu erhöhen und dadurch einen günstigeren Schadenverlauf herbeizuführen. Erreicht wird dies durch Ausmerzung brandschutztechnischer Mängel an Gebäuden und Einrichtungen, feuersichere Gestaltung der Neuanlagen, Beseitigung der betriebsbedingten Mängel und Einrichtung betriebseigener Löschhilfe. Häufige Besichtigungen, Aufklärungen und Beratungen haben in dieser Hinsicht recht befriedigende Ergebnisse gezeigt.

Prof. Schuster (Wien) hat in seinem Vortrage „Bauen in Holz, Ästhetisches und Menschliches“ einleitend auf den unterschiedlichen Eindruck und die besondere Wirkung hingewiesen, die das Wohnen in einem Hause aus Stein oder in einem aus Holz auf den Menschen ausübt. Holz ist einer der lebensvollsten und vielfältigsten verwendbaren Baustoffe, es „arbeitet“ im Tragwerk und in den Möbeln und erfordert eine besondere Einfühlung und dauernde Pflege. Die überstürzte technische Entwicklung der letzten 100 Jahre hat beides fast verdrängt. Neue Formen der Verwendung und Verarbeitung sind entstanden. Die noch naturnahen Holzbauten und Möbel sind Preßholz und Sperrplatten gewichen. Die Dinge daraus wirken nüchterner, ein Merkmal der technisierten Welt unserer Tage. Dem steht jedoch ein gewisser Verlust an innerer Erlebensmöglichkeit gegenüber und es fehlt Verständnis und Einfühlung für die mannigfaltigen Beziehungen zwischen Stoff, Form und Gebrauch. Dies führt zu einer gewissen Unsicherheit für die Gestaltungsaufgaben der heutigen Zeit. Die Eigenart des Lebens des Holzes und der Bäume und Wälder muß uns Hilfe sein gegen die Veräußerlichung und die Nöte der Zeit.

In welchem Maße heute Maschineneinsatz bei den Arbeiten eines Forstbetriebes erfolgt, konnten die Teilnehmer einer Besichtigung im Forstamt Forbach 2 der Murgschifferschaft beobachten. Prof. Dr. Gläser (Hann. Münden) gab hierzu die nötigen Erläuterungen. Das Rücken, Poltern und Verladen des Stammholzes, Zusammenrücken des Schichtholzes und die Wegeunterhaltung mit Schleppern und neuzeitlichem Gerät wurden vorgeführt. Ferner wurden Seilwinden zum Rücken von Holz mit und ohne Trage-seil sowie ein neuzeitliches Aufarbeitungsverfahren für Faserholz gezeigt. Über die „Holzbringung im Gebirge mit Seilwinden“ sprach Fm. von Kaufmann (Unken). Nach Ansicht des Vortragenden ist das Auf-seilen stets anzustreben. Das Abseilen ist schwieriger und teurer. Drahtseilanlagen lohnen sich nur im Steilgebirge und bei größeren Entfernungen. Praktische Hinweise bezüglich Holzlänge, Gewicht, Reibungswiderstände u. a. m. waren besonders für die anwesenden Fachleute der Holzbringung aufschlußreich. Die Eingliederung der Seilwindenarbeit muß in den Ablauf der Holzhauerarbeiten erfolgen.

Dr.-Ing. F. l'Allemand.

Historische Hängebrücke in Wheeling, West Virginia

Die Wheelingbrücke war die erste Brücke, die den Ohiofluß mit nur einer Öffnung überspannte, die erste mit einer Spannweite von mehr als 300 m (1000 Fuß) und außerdem die erste Hängebrücke in den USA. Aus diesem Grunde, und weil sie

100 Jahre lang ihre Aufgabe erfüllt hat und auch fernerhin zu erfüllen verspricht, fand am 20. 5. 1956 eine Feier zum Gedächtnis an ihren Schöpfer und Erbauer Johann August Röbling statt. Röbling wurde 1806 in Mühlhausen in Thüringen geboren. Er studierte in Berlin am Königlichen Polytechnischen Institut und wanderte 1831 nach den USA aus. Sein Arbeitsgebiet war der Brückenbau, und hier wieder galt sein Hauptinteresse den Hängebrücken. Mit dem Bau eines Aquädukts über den Alleghanyfluß zog er 1844 die allgemeine Aufmerksamkeit auf sich, und er erhielt nun einen Auftrag nach dem anderen. Nach der Monongahela-, der Delaware- und der Niagarabrücke folgte 1854–56 die Ohiobrücke bei Wheeling. Seine Laufbahn gipfelte im Entwurf der 518 m weit gespannten East River-Brücke in New York.

Die Ohiobrücke bei Wheeling war Ende der 40er Jahre zwischen Röbling und Charles Ellet ausgeschrieben worden. Ellet, der eine Stützweite von 300 m gewählt hatte, gewann den Wettbewerb vor Röbling, der eine Mittelöffnung von 180 m und zwei Seitenöffnungen vorgesehen hatte. 1849 wurde die Brücke von Ellet dem Verkehr übergeben, aber fünf Jahre

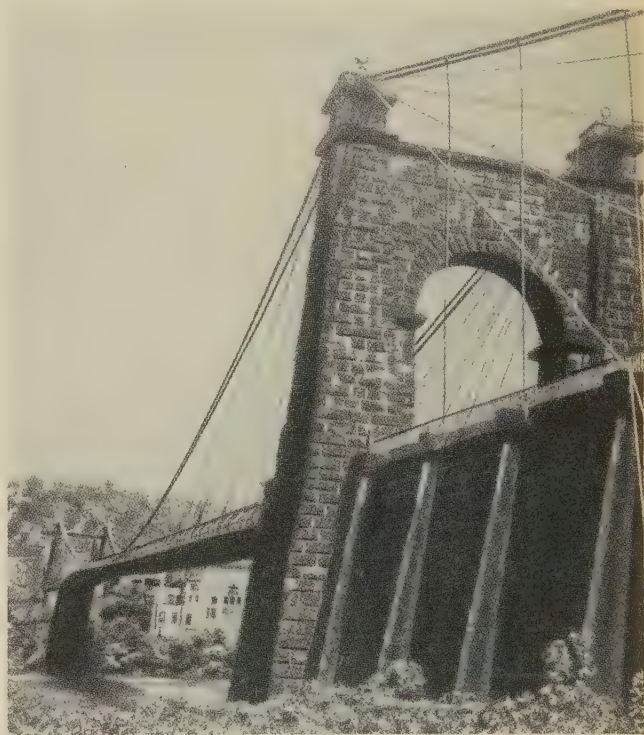


Abb 1. Die von Röbling gebaute Ohiobrücke bei Wheeling ist 100 Jahre alt.

später, am 17. 5. 1854 stürzte sie bei einem starken Sturm ein. Der Überbau war leicht und im Verhältnis zu seiner Länge sehr schmal. Er trug eine 5,10 m breite Fahrspur und einen 1 m breiten Fußweg, aber das Wesentliche an dem Überbau war, daß er keinen Versteifungsträger besaß. Die Katastrophe, bei der der Überbau wie ein Schiff im Sturme stampte, sich bis fast zur Höhe der Türme erhob und sich dort überschlug, kann als eine beachtenswerte lange zurückliegende Parallele zur Tacoma-Katastrophe von 1940 bezeichnet werden. Nach dem Unglück erhielt Röbling den Auftrag, die Brücke unter Verwendung der gleichen Türme und Verankerungen wieder aufzubauen. Es ist diese Brücke, die Röblingbrücke, die jetzt 100 Jahre steht (Abb. 1). Sie ist ganz anders konstruiert als ihre Vorgängerin. R. hatte, seiner Zeit um ein Jahrhundert voraus, die Notwendigkeit der Aussteifung von Hängebrücken gegen zusätzliche durch Wind erzeugte Schwingungen erkannt und bei seinen bis dahin gebauten Hängebrücken erfolgreich durchgeführt. Er bildete die Fahrbahn als Versteifungsträger aus und verminderte die Schwankungen durch schräglaufende Drahttaue. Sein Entwurf für die Ohiobrücke läßt erkennen, wie gut er seine Kenntnisse über die Aussteifung verwertet hat, denn trotz ihrer Leichtigkeit und ihrer geringen Breite hat die Brücke ein Jahrhundert lang dem Verkehr und dem Wetter standgehalten.

Noch in diesem Jahr soll die Brücke eine neue Fahrbahn erhalten, und es sollen einige durch die Zeit bedingte Schäden

beseitigt werden. Die Kosten dafür betragen 500 000 Dollar, während sich die Kosten des gesamten Überbaus vor 100 Jahren auf 42 000 Dollar belaufen haben sollen. [Nach Engineering News-Record 156 (1956) Nr. 21, S. 27.]

E. Weiß, Berlin

Das dritte Petroleumhafen-Becken der Compagnie Industrielle Maritime in Le Havre

Der Hafen von Le Havre versorgt durch unterirdische Rohrleitungen vier große Raffinerien im Seine-Tal zwischen Le Havre und Rouen mit Rohöl. Sie liegen 9 bis 85 km von Le Havre entfernt. Die Anlagen, an denen das Rohöl gelöscht wird, und von denen aus die Weiterbeförderung nach den Raffinerien geschieht, gehören der Compagnie Industrielle Maritime. Diese

Seit einigen Jahren wuchs der Fassungsraum beträchtlich, und zwar auf 32 000 t im Jahre 1950 und auf 45 000 t im Jahre 1954. Der Bau von Tankern von 60 000 t wird in Frankreich geplant. Die Leistungen der Pumpen nahmen mit der Zeit noch schneller zu: von 250 t je Stunde im Jahre 1925 auf 4800 t je Stunde der neuesten Fahrzeuge. Die Wirtschaftlichkeit wurde dadurch wesentlich verbessert. Tanker aus der Vorkriegszeit sind abgewrackt oder für andere Transporte nutzbar gemacht worden. Tanker von 32 000—36 000 t haben eine Länge von etwa 210 m und in beladenem Zustand einen Tiefgang von 35' bis 36'. In der Regel sind 12 000 PS erforderlich, um den großen Tankern eine Fahrgeschwindigkeit von 14 bis 15 Seemeilen zu geben. 35' sind für die Fahrt durch den Suez-Kanal zugelassen, auf den die französischen Tanker allerdings nicht angewiesen sind, da sie das Rohöl aus Plätzen am östlichen Mittelmeer beziehen.

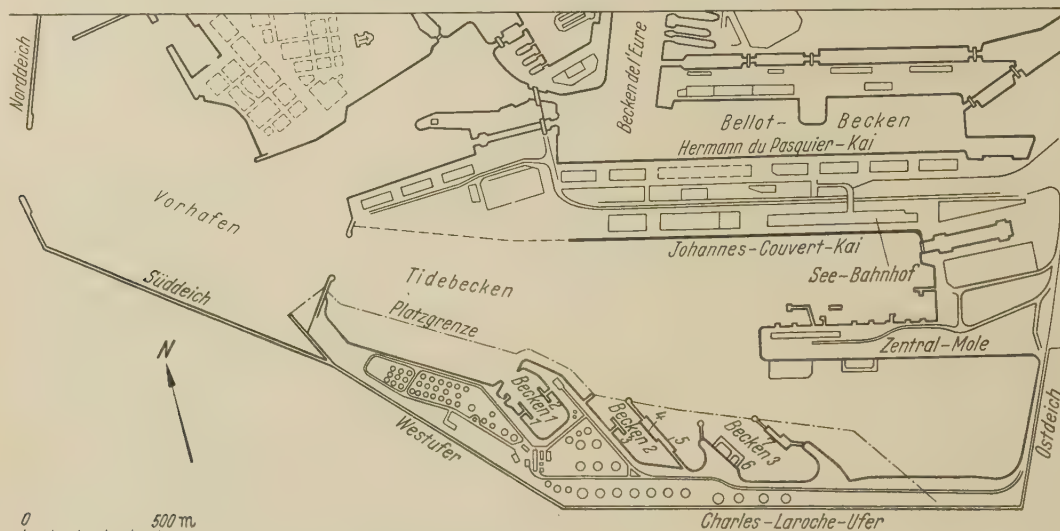


Abb. 1. Ausschnitt aus dem Hafenplan von Le Havre.

hat 1922 das erste Petroleumhafen-Becken mit zwei Anlegestellen gebaut, die ursprünglich nur für die Übernahme von raffiniertem Öl vorgesehen waren, das von anderswo her eingeführt wurde; 1932, zur Zeit der Anlage von Raffinerien an der unteren Seine, folgte ein zweites Becken mit zwei Übernahmestellen und nach dem Kriege eine fünfte Löschstelle. Die Becken liegen südlich vom Tidehafen, von dem sie durch schwimmende Sperren getrennt werden können. Auf dem angrenzenden Gelände, das durch Aufspülen gewonnen wurde, und das im Mündungsgebiet der Seine durch Eindeichungen umschlossen ist, befinden sich Sammel tanks. Die ebenerdigen

Die Anlegestellen der Tanker waren früher einheitlich und einfach ausgestaltet. Zwei Dalben gaben den Schiffen einen festen Halt. Ein Laufsteg von mäßiger Länge und geringer Tragfähigkeit mit einem Lastkran am äußersten Ende war das Auflager für die Rohrleitungen. Die Zunahme des Verkehrs und die Vergrößerung der Tanker zwangen zu kostspieligen Einrichtungen.

Beim Bau des dritten Hafenbeckens wurde das beträchtliche Anwachsen der Einfuhr von Rohöl weitgehend berücksichtigt. Es ist östlich des zweiten Beckens angeordnet, und es gibt Raum für die Abfertigung von zwei großen Tankern. Die Abb. 1 zeigt

die Begrenzung des der Compagnie Industrielle Maritime überlassenen Gebiets zwischen dem Tidehafen und dem Seine-Mündungsgebiet am Ufer Charles Laroche. Die Wasseroberfläche kann durch eine schwimmende Sperre von sehr großer Länge gegen den Tidehafen abgetrennt werden, was für das Verholen der Schiffe beschwerlich ist; dies war jedoch durch die Nähe des Tidehafens, in dem die großen Fahrgastschiffe drehen müssen, geboten. Man will nicht Gefahr laufen, daß Rohöl auf die Hafenflächen überfließt und die Schiffe gefährdet. Die Folgen könnten sehr ernst werden. Abb. 2 ist ein Bild des dritten Hafenbeckens aus der Vogelschau. Die Fläche des dritten Hafenbeckens ist groß genug, um den Schleppern ausreichenden Spiel-

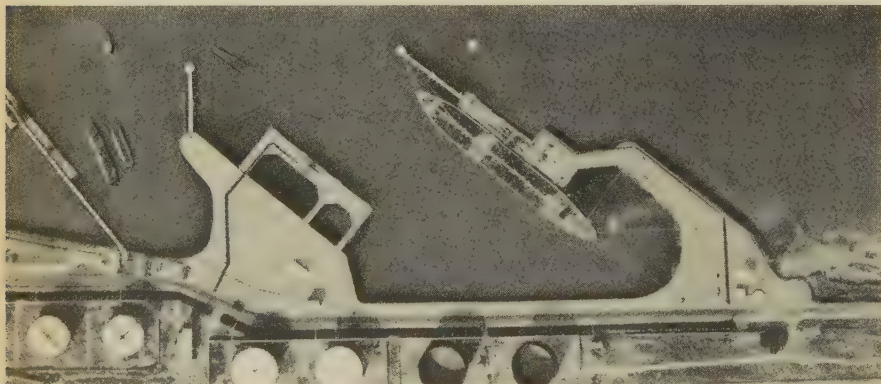


Abb. 2. Luftbild des dritten Petroleumhafen-Beckens.

Anlagen sind während des Krieges abgebaut oder zerstört worden; schwimmende Hafenwerke ließen sich vergleichsweise rasch wieder herstellen. Beim Wiederaufbau der landfesten Werke war der schnellwachsenden Einfuhr von Rohöl Rechnung zu tragen. Die neuen Anlagen mußten der Entwicklung der Raffinerien angepaßt werden. Die Leistung der Raffinerien an der unteren Seine erreichte 1938 4 Mio. t; sie überschreitet heute 10 Mio. t. In dieser Zeit änderte sich die Tankerflotte von Grund auf. Vor 30 Jahren faßten die größten Tanker 12 000 t. 1930 wurden Tanker von 21 000 t in Dienst gestellt.

raum nach der Südseite zu lassen. Die südliche Grenze verläuft in einem angemessenen Abstand vom Charles-Laroche-Ufer. Auf dem Flächenstreifen zwischen dem Becken und dem Mündungsgebiet der Seine konnten eine Reihe von großen Tanks, Rohrleitungen und Trennungswänden hergerichtet werden. Der Abstand zwischen den Anlegestellen zu beiden Seiten des neuen Petroleumhafen-Beckens ist mit 120 m und zwischen zwei anliegenden Tankern mit 60 m bemessen, so daß diese Entfernung genügt, um den Schleppern und Hilfsfahrzeugen ausreichende Bewegungsfreiheit zu belassen; ein Feuer kann

kaum auf das gegenüberliegende Schiff übergreifen. Die Nähe der Zentralmole, verbunden mit der Gefahr, einen Tanker mit seiner großen Windfläche nicht gegen den Wind halten zu können oder beim Versagen eines Schleppers zwingen zu besonderen Festmache-Vorrichtungen. Damit Tanker von 250 m Länge sicher vertäut werden können, gab man dem dritten Becken größere Abmessungen als den beiden ersten. Es hat

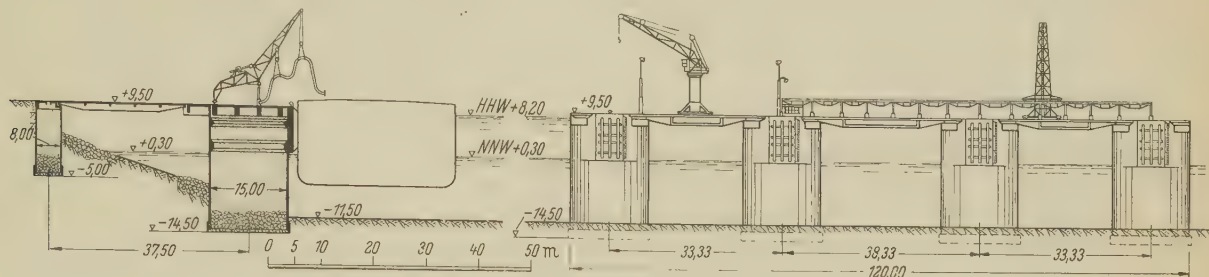


Abb. 3. Querschnitt und Ansicht des 6. Kais.

eine Wasserfläche von 350 m Länge und 120 m Breite bei einer Sohlenlage von $-11,50$ m. Die Landanlagen sind auf die verschiedenen Betriebserfordernisse während der Liegezeit der Tanker eingerichtet. Sie stellen eine Verbindung durch bewegliche Rohrleitungen her, diese können durch Spülen entleert und gereinigt werden. Restliche Rohlmengen lassen sich beseitigen. Feuer kann bekämpft und ein Tanker mit Treibstoff und Trinkwasser versorgt werden. Die Kais ermöglichen die Übernahme von Lebensmitteln, das Auswechseln von Ersatzteilen sowie die Ausführung kleinerer Ausbesserungen an Bord, was unter Beobachtung der nötigen Vorsichtsmaßregeln gleichzeitig mit dem Löschen des Öls geschieht.

Die Wasserstandsunterschiede in den Tidehäfen von Le Havre sind beträchtlich. Hochwasser bei Springfluten steigt auf $+8,20$, bei Nipptiden auf $+5,85$, Niedrigwasser kann hierbei auf $+0,30$ ablaufen. Das dritte Hafenbecken umfaßt im wesentlichen die Anlagebauwerke oder Kais Nr. 6 und 7 mit einander zugekehrten Fronten. Für die landfesten Anlagen mußten die Flächen aufgehöhht werden; hierbei fanden Sand, lehmiger mit Muscheln durchsetzter Boden und grober Kies Verwendung. Der Anleger oder Kai 6 hat eine Länge von 120 m und eine Breite von 15 m. Abb. 3 gibt einen Querschnitt und eine Stirnansicht dieses Kais. Drei Stege verbinden ihn mit der Landfläche. Zwei von 5 m Breite dienen dem Verkehr mit Landfahrzeugen, und der dritte 10 m breite nimmt die Rohrleitungen für Öl, Druckluft und Süßwasser auf. Das Bauwerk ist auf vier zylindrischen Pfeilern aus stahlbewehrtem Beton gegründet, die ein Gewicht von 1670 t haben, und die einen Stoß von 300 t auszuhalten vermögen. Die Schneide des Hohlzylinders ist bis auf $-14,50$ m durch Greifer hinabgeführt. Das Innere wurde in 4 m Stärke mit Bruchsteinen und der Rest des Pfeilers mit 2000 t Sand ausgefüllt. Als Bekrönung erhält jeder Pfeiler eine schwere Abdeckplatte mit Auflagerkonsolen für die Verbindungsstege, deren Balken nur bei den höchsten Wasserständen vom Seewasser umspült werden.

Die Form des Anlegers oder Kais 7 weicht insoweit von der des Kais 6 ab, als er nur an einem Ende mit dem festen Land in Verbindung gebracht ist. Die in der Flucht der Kais stehenden Pollerdalben sind durch Leitwerke mit den Landflächen verbunden, und zwar an der Ostseite unmittelbar mit der Kaifläche und an der Westseite mit der an den Kai 6 anschließenden aufgehöhhten Fläche. Die Verbindungsbrücken können leichte Rollwagen mit höchstens 3 t Verkehrslast aufnehmen. Die Leitwerke begrenzen die Einfahrt in das Hafenbecken; sie können nicht nur den Zug der Vertäudalben aushalten, sondern sie dienen auch als Führung schwimmender Abschluß-Sperrwerke. Die das Hafenbecken umschließende Landfläche ist abgeköstet; die Böschung reicht von der Hafensohle $-11,50$ bis auf die Erdgleiche $+9,50$ herauf. Bei einer Neigung von 3 : 1 muß sie von ± 0 aufwärts künstlich befestigt werden, was in Tidearbeit möglich ist.

Die Festmache-Vorrichtungen für große Tanker ohne Ladung sind bei widrigen Winden besonders stark in Anspruch genommen. Für Kai 6 waren 6 Verankerungen erforderlich, 3 am Heck und 3 am Bug, in Abständen von 15 m hinter der Kai-kante. Die meisten Ankerpoller sind Doppelpoller; sie stehen weiter zurück auf dem aufgehöhhten Boden.

Auf den Kais liegen die 400 mm weiten Rohrleitungen für die Förderung des Öls nach den Sammelbehältern. Bewegliche Zwischenglieder stellen als Schlauchrohre die Verbindung zwi-

schen den Tankräumen der Schiffe und den Rohrleitungen her. Außerdem dienen besondere Leitungen von 200 mm Weite für die Übernahme von Ballastwasser, und schwächere Leitungen sind für Süßwasser bestimmt und für Druckwasser, um die Hauptleitungen restlos entleeren zu können. Zum Aufhängen der beweglichen Leitungen zwischen Schiff und Kai ist ein fahrbares Gerüst eingeschaltet, das als Vollportal auf zwei Schienen

läuft, von denen die hintere ebenerdig und die vordere auf einer Stahlkonstruktion gelagert ist. Abb. 4 gibt ein Bild der Anordnung.

Beim Löschen und Laden kommt es darauf an, die Liegezeit der Schiffe nach Möglichkeit zu verkürzen; Verstopfungen der Leitungen sind zu vermeiden, um das Öl in Fluß zu halten, und andere Behinderungen sind auszuschalten. Es ist allerdings Rücksicht zu nehmen auf die Einstellung der Schiffsbesatzung,



Abb. 4. Vollportalkran für die Bedienung der Schlauchleitungen.

die gegen eine übermäßige Verkürzung des Aufenthaltes im Hafen Einspruch erhebt, zumal wenn sich die Mannschaft im eigenen Lande befindet. [Nach M. Deschênes und M. Schlecht in Travaux 40 (1956) Nr. 257, S. 95.]

Erich Bunnies, Hamburg.

Die Sakuma-Stauanlage in Japan

Auf der japanischen Hauptinsel Honschu, genau in der Mitte zwischen den Industriezentren von Osaka und Tokio, wird in diesen Tagen die 158 m hohe Schwergewichtsstaumauer bei Sakuma fertiggestellt, die den Tenryu in einem Speicher für 3,4 Milliarden m^3 auf einer Fläche von nur 7,3 km^2 aufstaut. Die günstige Lage der Anlage zeigt Abb. 1. Da das Tal steil eingeschnitten ist, beträgt die Kronenlänge der Mauer nur 294 m. Wegen der großen Tiefe besteht auch keine Verlandungsgefahr. Das Gefälle von 137 m wird von 4 Francis-turbinen mit stehender Welle für je 127 000 PS bei einer maximalen Schluckfähigkeit von 300 m^3/s abgearbeitet. Die Stromerzeuger liefern je 93 000 KVA mit einer Frequenz von 50 oder 60 Hz. In der Umspann- und Schaltanlage, die sich auf dem Dach des Krafthauses befindet, wird die Spannung von 13,2 kV auf 275 kV transformiert. Von hier kann jedes Lastzentrum der Insel Honschu gespeist werden.

Für die Deckung des wachsenden Energiebedarfes wurde 1953 das alte, wegen des granitenen Gebirges als unausführbar angesehene Projekt neu aufgegriffen. Es soll insgesamt 350 000 kW liefern können, während 14 andere weniger günstig gelegene Talsperren im Gebiet des Tenryu zusammen nur 155 000 kW zu liefern vermögen. Im Mai 1953 wurde von einer japanisch-amerikanischen Arbeitsgemeinschaft mit der Erschließung der Baustelle begonnen. Im Zuge dieser Arbeit mußten 10 km Straße und 7 Tunnel mit 1,1 km Länge im granitenen Gebirge aufgeföhren werden; es waren eine 15 km lange Eisenbahn und eine Eisenbahnbrücke sowie eine Hilfsbrücke zu bauen.

Im Herbst 1953 konnte mit Hilfe schwerer amerikanischer Maschinen an 4 Stellen mit dem Vortrieb der Stollen der Flußumleitung begonnen werden. Es wurden 2 Stollen mit 11,2 m Φ und einer Länge von 670 m aufgeföhren, die die 6000 m³ des

hat eine sehr hohe Arbeitsgeschwindigkeit und muß deswegen mit einer feinfühligten Amplidyne-Schaltung gesteuert werden¹. Diese beiden Krane brachten dann maximal 5000 m³ in 24 Stunden ein. Für den Rest des Massenbetons, das sind insbesondere die Entlastungsanlagen, wurde ein fester Kabelkran für 15 t aufgeföhrt. Damit trotzdem eine große Arbeitsfläche bestrichen werden konnte, wurde der Kùbel von einer beweglichen Winde flußabwärts und -aufwärts durch eine Zugleine an dem langsameren der 25-t-Kabelkrane gezogen.

Im November 1954 begannen die Betonarbeiten mit der Injektion der doppelten Dichtungsschürze, welche 6 Wochen in Anspruch nahm. Die Zuschläge für den Beton werden Kiesablagerungen im Flußbett in der Nähe der Mauer, nur 3,2 km von der Baustelle entfernt, entnommen und in einer voll-mechanischen Anlage mit 4 Kreisel- und Backenbrechern, Vibrationsieben und Förderbändern aufbereitet. Die anschließende

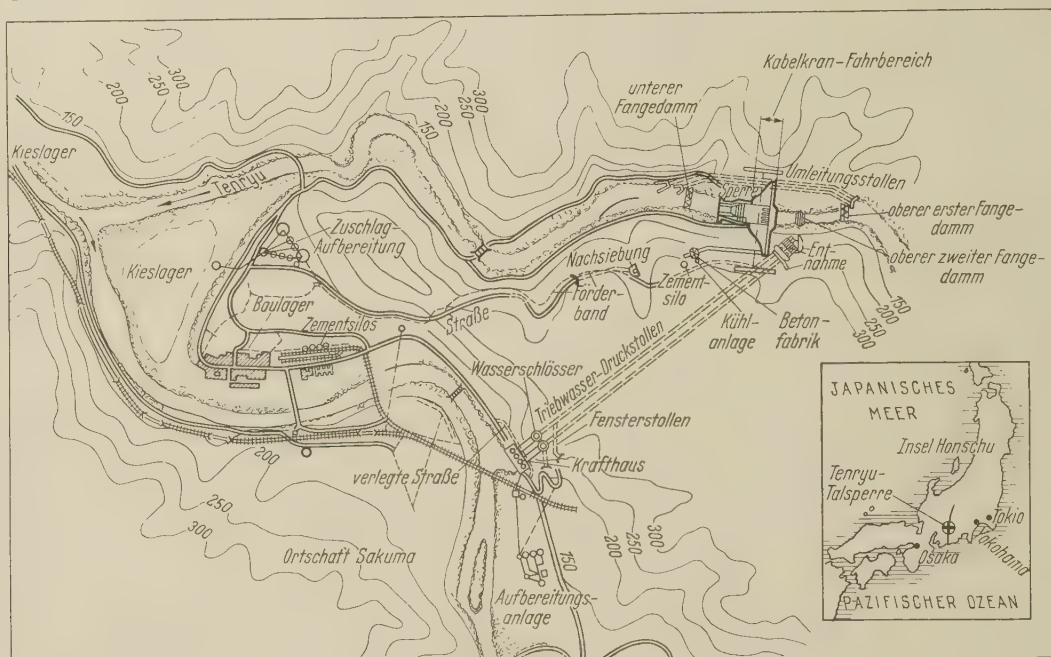


Abb. 1. Talsperre Sakuma, Lageplan.

Höchsthochwassers abzuführen in der Lage sein mußten. Die Stollen wurden im Vollquerschnitt mit glatter Brust entlang eines Richtstollens von 1,8 × 2,5 m² im First vorgetrieben. Dieser Richtstollen schaffte eine ausgezeichnete natürliche Bewetterung, so daß mit 1,5-m³-Bagger und Euklids mit Dieselantrieb geschüttet werden konnte. Von einem Bohrwagen auf Schienen mit 15 hydraulisch betätigten Auslegern auf 4 Arbeitsbühnen wurden die 65 Stück 4,5 m tiefen Bohrlöcher mit einem Durchmesser von 31,7 mm gebohrt. Geschossen wurde mit 28°/oigem Ammonelit, von dem 1,08 kg/m³ benötigt wurden. Der tägliche Fortschritt betrug durchschnittlich 6,4 m und in einer 5tägigen Spitzenleistung 9 m bei 1500 m³ Ausbruch/Tag. Dank der großen Standfestigkeit des Gebirges war nur an wenigen Stellen eine Betonauskleidung erforderlich. Hierzu wurde eine faltbare Stahlschalung benützt. Als Verschuß der beiden Stollen errichtete man ein gemeinsames Einlaßbauwerk, das gestattet, die Stollen einzeln zu benützen. Dieser Bau wurde im Schutze eines Kiesfangedammes errichtet.

Im März 1954 konnte der Fluß umgelenkt werden, nachdem die Baugrube für die Sperre durch zwei obere und einen unteren mit Betonplatten abgedeckte Kiesfangedämme geschützt worden war. 20 Kreispumpen übernahmen die Wasserhaltung der Baugrube. In üblicher Weise wurde dann der gesunde Fels durch Sprengungen freigelegt. Den Abraum nahmen Schaufellader auf, verladen ihn auf Euklids, die ihn teilweise über 20°/oige Steigungen abtransportierten. Durch die volle Mechanisierung war es möglich, in 133 Arbeitstagen die etwa 400 000 m³ umfassende 25 m hohe Überdeckung im Flußbett zu räumen.

Gleichzeitig mit der Freilegung des Fundamentes waren die Kabelkrananlagen montiert worden. Die beiden Hauptkrane mit je 25 t Tragfähigkeit waren ebenso wie die Betonfabrik von der fertiggestellten amerikanischen Staumauer bei Pine Flat übernommen worden. Sie sollten 86 % des gesamten Massenbetonvolumens in einer Menge von 1,2 Mio. m³ mit ihren 6-m³-Kùbeln einbringen. Der eine der beiden Krane

Hauptsiebanlage klassiert das Gut in 4 Körnungen von 150 mm, 75 mm, 40 mm und 20 mm Korngröße. Sie schafft stündlich 700 t. In einer besonderen Anlage werden 200 t Sand in der Stunde erzeugt. Auf einem 2000 m langen Förderband, das im Tunnel verlegt ist, werden dann die Zuschläge zur Betonfabrik transportiert, wo sie vor der Verwendung nochmals gesiebt werden. Unter der Nachsiebanlage ist auch das Reservelager für 1200 t Kies und Sand eingerichtet.

Die Betonfabrik vom Typ Johnson über dem östlichen Ende der Mauer enthält nur Silos für die Zuschläge. Da der Beton vorgekühlt eingebracht werden muß, werden diese darin mit Kühlluft durchblasen. Dem Anmachwasser wird Bohneis zugesetzt. Der Zement wird pneumatisch einem nahegelegenen Silo für 300 t entnommen. Der Betonturm enthält 4 Stück 3-m³-Mischer, die einen Beton fertigen, dessen Druckfestigkeit 350 kg/cm² nach 90 Tagen beträgt. Ein Spezialfahrzeug entnimmt den Frischbeton den Frischbetonbunkern, befördert und schüttet ihn dann in die Betonkùbel der Kabelkrane. Geschalt wurde mit einer hölzernen Gleit-Kletterschalung. Obwohl der Beton mit 13° C eingebracht wurde, mußte er im unteren Drittel der Mauer noch weiter während des Abbindens durch eingelegte Kühlrohre durch Kühlwasser aus der Eisfabrik gekühlt werden.

Die beiden Druckstollen haben einen Durchmesser von 8,5 m und eine Länge von 1150 m. Sie verzweigen sich in 4 Druckrohre, die in Tunnels verlegt sind. Zum Ausgleich der Druckstöße stehen die Verzweigungen mit zwei Wasserschlässern von 20 m Durchmesser (Abb. 2) in Verbindung. Die beiden Druckstollen für die Triebwasserführung wurden von zwei Fensterstollen aus einer Senke neben dem Krafthaus gegen die Entnahme im Vollausschub mit glatter Brust vorgetrieben. Gebohrt wurde von einem auf Schienen verfahrbaren Bohrwagen mit 13 hydraulisch betätigten Auslegern. Für einen Abschlag waren 90 bis 110 Bohrungen von 4 m Tiefe not-

¹ W. Franke: Bauingenieur 29 (1954) S. 1 ff. u. 93 ff.

wendig, die 1,5 kg Ammangelit/m³ Ausbruch erforderten. Zum Schüttern waren Lader eingesetzt, die auf parallel verlegten Schienensträngen fuhren. Die Spitzenleistung betrug 8,2 m Vortrieb/Tag, durchschnittlich ergaben sich 4,85 m/Tag. Beide Stollen wurden mit Beton ausgekleidet, wozu Stahlschalungen

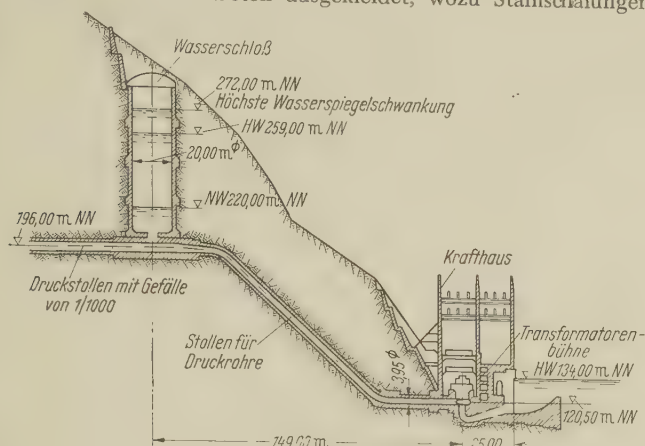


Abb. 2. Schnitt durch Krafthaus, Druckstollen und Wasserschloß.

verwendet wurden, die es ermöglichten, daß in 48 Stunden je 12 m fertiggestellt werden konnten. Der Beton hierzu wurde in Loren angefahren, in Rührwerken nachgemischt und von den Betonpumpen hinter die Schalung gepreßt.

Die Wasserschlässe wurden voll im Gebirge gefahren. Zunächst wurde ein senkrechter Richtstollen getrieben, durch welchen später die Schutterung auf die darunter im Triebwasserstollen und Fensterstollen verlegten Förderbänder erfolgen konnte (Abb. 3). Der Abschlag erfolgte von oben nach

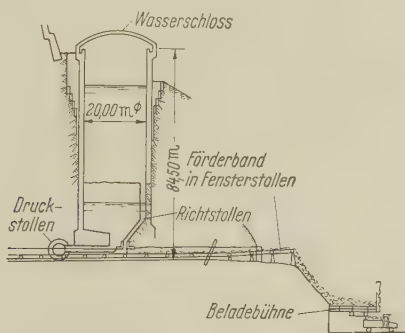


Abb. 3. Wasserschloß im Bauzustand.

unten, nachdem für Werkzeug und Betontransport ein spezieller Kabelkran von 10 t errichtet worden war. Es wurde immer die Hälfte der Querschnittsfläche des Wasserschlosses gleichzeitig gebohrt und gesprengt, so daß die zur Schutterung eingesetzte Planierdraue und die Bohrwagen beim Sprengen vor Ort bleiben konnten. Um die Arbeiter zu schützen und um später Ausspülungen zu vermeiden, wurden die beiden Wasserschlässe mit 97,5 m Höhe gleichzeitig mit dem Vortrieb in Beton ausgekleidet. Die stählerne kreisrunde Schalung war oben aufgehängt und konnte in einem Stück verfahren werden.

Die Schrägstollen für die Druckrohre wurden von den Verteilkavernen nach oben vorgetrieben. Der vom Abschlag geworfene Schutt fiel dabei durch den geeigneten Stollen direkt in die wartenden Lastwagen. Die Stollen wurden dann mit Pumpbeton in Stahlschalung ausgekleidet. Die stählernen

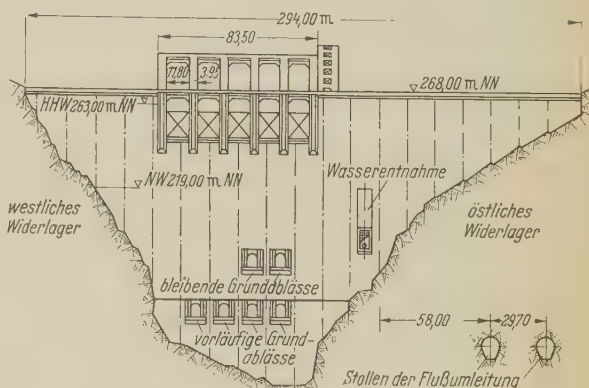


Abb. 4. Gewichtsmauer Sakuma, Unterwasserseite.

Druckrohre wurden von oben in den Stollen abgelassen und durch Schweißen verbunden.

Im vergangenen Dezember konnten die Umleitungsstollen verschlossen werden. Das Wasser floß dann zunächst durch vorläufige Grundablässe und das für 10 000 m³/s ausgelegte Überlaufwehr (Abb. 4). In diesem Sommer ist die Sperre so weit fertiggestellt, daß sie das Hochwasser aufnehmen kann.

Die Anlagen, deren Kosten den Gegenwert von etwa 90 Mio. US-Dollar betragen, sind dazu ausersehen, in der Niedrigwasserzeit von Dezember bis März die Spitzendeckung zu übernehmen. In der Regenzeit arbeitet das Werk auf Grundlast. Das Reservoir aber würde ausreichen, auch in der wasserarmen Zeit bei 100 m³/s Wasserverbrauch durchgehend 97 000 kW zu liefern. [Nach Engineers Dream. Engng. News-Record 156 (1956) Nr. 16 vom 19. April 1956.]

Dr.-Ing. Georg Menges, Stuttgart

Buchbesprechungen und Neuerscheinungen

Kühn, Dr.-Ing. Günter, Hamburg-Blankenese: Der gleislose Erdbau. Anwendung und Einsatz der Geräte. Organisation und Kalkulation des Förderbetriebes. XVI, 375 S., Gr.-8°, mit 161 Abb. Berlin/Göttingen/Heidelberg: Springer-Verlag 1956. Gzln. 39,— DM.

Die Erkenntnis, daß der Einsatz der modernen Geräte des gleislosen Erdbaus nicht ohne gründliche Überlegungen und sorgfältige Untersuchungen geschehen darf, hat sich erst in jüngster Zeit durchgesetzt. Mancher Einsatz, der nicht den Erwartungen entsprach, manches Lehrgeld, das bezahlt werden mußte, haben bewiesen, daß das gleislose Gerät seine eigenen Regeln und Gesetze hat, die man kennen und befolgen muß. Erst die gewissenhafte Einhaltung der Grundregeln für den gleislosen Erdbau gibt die Gewähr, daß man sich die wirtschaftlichen Vorteile dieser Geräte, die durch ihre massierte Kraft und neuartige Arbeitsweise so bestechend wirken, auch wirklich voll zu Nutzen macht.

Hier gibt der Verfasser jedem Ingenieur, der mit diesen Fragen sich beschäftigt, ein ausgezeichnetes Rüstzeug. Die große Vielseitigkeit der Einflüsse, die beim gleislosen Erdbau und hier insbesondere bei den Flachbaggern die Leistung bestimmen, läßt es nicht zu, daß die Leistungsfähigkeit der verschiedenen Gerätearten mit einfachen Zahlenangaben beschrieben werden kann. Die gegenseitige Abhängigkeit der verschiedenen Faktoren — unter denen die Eigenschaften des

Bodens die wichtigste Rolle spielen — zwingt dazu, den Weg der exakten Bestimmung auf Grund von Bodenuntersuchungen und Labortests zu gehen.

Diesen Weg beschreibt der Verfasser mit vielen Einzelheiten und stützt sich dabei auf die Auswertung eines umfangreichen Zahlenmaterials. Er betont dabei sicherlich zu Recht, daß es für den planenden und kalkulierenden Ingenieur nicht allein auf die Endzahlen ankommt, die sich im speziellen Fall aus der Auswertung aller Berechnungen und Diagramme ergeben. Vielmehr ist es ebenso wichtig, daß die genaue Durchrechnung des ganzen Einsatzes dazu zwingt, sich auf das Intensivste mit allen Einzelheiten und Schwierigkeiten der geplanten Arbeit zu beschäftigen.

Es ist eine Tatsache, daß die in den Vereinigten Staaten mit gleislosem Gerät erzielten Leistungen häufig beträchtlich über den in Deutschland bekannten Durchschnittsleistungen liegen. Wenn der Verfasser betont, daß dieser Unterschied vorwiegend auf der in den Vereinigten Staaten üblichen, sehr sorgfältigen Planung und Vorbereitung des gleislosen Erdbaus beruht, so mag darin ein gut Teil Wahrheit liegen. Das vorliegende Buch kann einen wichtigen Beitrag dazu liefern, daß auch in Deutschland diese Arbeitsvorbereitung ganz erheblich verfeinert und intensiviert wird.

Außerdem wird jede Möglichkeit, durch richtigere und zuverlässigere Kalkulation die wirtschaftlichen Grenzen des Flachbaggerbetriebs genauer bestimmen zu können, ein leb-

haftes Echo finden. Das Buch zeigt zwar, daß genaue Kalkulationsarbeit auf diesem Gebiet umfangreich und mühsam ist, es gibt aber auch alle Hilfsmittel, um diese Probleme richtig anfassen und lösen zu können.

Harald Sulzer, Düsseldorf.

Mallet, Ing. Ch., und Ing. P. Pacquant: Erdstaudämme. 345 S., Gr. 15 · 21 cm, mit 195 Abb. Berlin: VEB Verlag Technik 1954.

Im vorliegenden Buch haben sich die Verfasser mit Erfolg bemüht, die Stabilitätsbedingungen aller mit der Ausführung von Erdstaudämmen zusammenhängenden Einzelprobleme weitgehend mathematisch-analytisch abzuklären. Die kritischen Bemerkungen Terzaghis zeigen dabei die bis heute noch nicht eindeutig geklärten Fragen auf.

Das gesamte Stoffgebiet wird in 6 Kapiteln dargestellt: 1. Allgemeines, 2. Die Hochwasserentlastungsanlagen und die Gefahr der Überflutung, 3. Die Durchsickerung des Stauwassers und die Gefahr der Lockerung des Bodengefüges im Baugrund und im Dammkörper, 4. Vorbeugungsmaßnahmen gegen hydraulische Grundbruchgefahr und Baumaßnahmen zur Abdichtung des Staukörpers und seines Unterbaues, 5. Standicherheit des Dammkörpers und seines Unterbaues, 6. Auswahl der Dammbaustoffe und Bauverfahren.

Ein relativ kurzes Literaturverzeichnis beschließt das Buch.

Kapitel 5 steht im Mittelpunkt des Buches und nimmt mit 84 Seiten den größten Raum ein. Da die Verf. in der Überflutungsgefahr eine der größten Gefahren für den Bestand von Erdstaudämmen, allerdings wohl nicht mehr ganz zu Recht, ansehen, wird ihr bereits im 2. Kapitel besondere Aufmerksamkeit geschenkt. Der Praktiker vermißt eine eingehende Behandlung der neuzeitlichen Geotechnik von Erdstaudämmen.

Jeder Entwurfsbearbeiter wird in diesem Buch, um dessen würdige Ausstattung sich der VEB-Verlag bemüht hat, einen unentbehrlichen Ratgeber für die Klärung der theoretischen Grundlagen beim Entwurf von Erdstaudämmen finden. Es ist allen Fachkollegen, aber auch Studierenden und Praktikern zur Vertiefung ihrer Kenntnisse wärmstens zu empfehlen.

K. Keil, Dresden.

Wechmann, A.: Hydraulik. 300 S., Gr. 18 · 24 cm, mit 204 Abb. u. 41 Tafeln. Berlin: VEB Verlag Technik 1955. Gzld. 33,— DM.

Das vorliegende Werk schlägt eine Brücke zwischen der theoretischen Strömungslehre und der rein empirischen Hydraulik und kann daher als besonders wertvoll bezeichnet werden. Dem in der Praxis stehenden Ingenieur werden die neuesten Methoden der technischen Hydromechanik in leicht verständlicher Form vermittelt.

Der Verfasser bringt einleitend die Grundgesetze der Hydrostatik und Hydrodynamik, soweit diese zur später folgenden praktischen Anwendung nötig sind. Anschließend wird die stationäre Strömung in offenen Kanälen und Rohrleitungen ausführlich behandelt, wobei naturgemäß auf empirische Formeln nicht verzichtet werden kann. Die Anwendung dieser Formeln wird durch zahlreiche Tabellen und Nomogramme erleichtert. Der Verfasser war dabei bestrebt, nur die bewährten und heute gebräuchlichsten Rechenmethoden zu behandeln.

Im Abschnitt über instationäre Bewegungen findet der Leser alle wichtigen Anwendungsgebiete, wie die Schwallberechnungen, die Vorgänge beim Druckstoß und die Berechnung des Seerrückhaltes. Weitere Abschnitte beschäftigen sich mit der Geschiebebewegung in Flüssen sowie der Grundwasserströmung, wobei die neuesten Erkenntnisse zusammengefaßt sind. Schließlich bringt der Verfasser eine kurze Darstellung der Grundzüge der Strömungslehre, um die Anwendung der Potentialströmung für einige praktische Fälle zu erläutern. In allen Abschnitten wird die Anwendung der Theorie durch zahlreiche Berechnungsbeispiele erleichtert.

Das Werk kann den in der Praxis stehenden Ingenieuren des Wasserbaues und der Wasserversorgung sowie den Studierenden des Wasserbaues infolge seiner Reichhaltigkeit und besonders klaren Darstellungsweise bestens empfohlen werden.

P. Böss, Karlsruhe.

Utescher, Dr.-Ing. Günter, Karlsruhe: Bemessungsverfahren für Verbundträger. VII, 39 S., mit 27 Abb. u. 24 Bemessungstabellen, Gr. 8°. Berlin/Göttingen/Heidelberg: Springer-Verlag 1956. Brosch. 12,— DM.

Bei der Bemessung von Verbundträgern war man bisher darauf angewiesen, den Querschnitt zunächst durch Annahmen

festzulegen und anschließend auf Einhaltung der zulässigen Spannungen nachzurechnen. In dem vorliegenden Buch hat der Verfasser nunmehr ein Verfahren entwickelt, um Verbundträgerquerschnitte, bei denen die zulässigen Spannungen wirtschaftlich ausgenutzt werden, unmittelbar aufzufinden. Unter Berücksichtigung der Bestimmungen in den einschlägigen Normblättern DIN 1078 „Verbundträger-Straßenbrücken“ und DIN 4239 „Verbundträger-Hochbau“ werden für Verbundträgerquerschnitte aus Betonplatten mit zusammengesetzten Blechträgerquerschnitten oder mit Walzträgern verschiedene Bemessungswege gezeigt. Bei Querschnitten mit Walzträgern sind ausgehend von den vorgegebenen Abmessungen der Betonplatte für das Aufsuchen der erforderlichen I oder IP-Profile 24 Kurventafeln aufgestellt. Die Träger der Gruppe I nach DIN 4239, für die eine vereinfachte Bemessung zugelassen ist, sind besonders berücksichtigt. Bei Verbundträgerquerschnitten mit zusammengesetzten Blechträgerquerschnitten sind ebenfalls die Abmessungen der Betonplatte vorzuwählen, ferner Stahlberggurt und Stegblechhöhe und -dicke. Mit Hilfe der angegebenen Formeln läßt sich dann zur Vervollständigung des zu bemessenden Verbundquerschnittes der erforderliche Untergurtquerschnitt errechnen. Der Einfluß des Kriechens und Schwindens wird zunächst durch einfache Schätzformeln berücksichtigt und ist — soweit erforderlich — nochmals zu berichtigen.

Ausführliche Zahlenbeispiele erleichtern ein rasches Einarbeiten. Das Buch dürfte für den entwerfenden Stahlbauingenieur eine wertvolle Hilfe sein.

Dr. Klingenberg, Bonn.

Steinman, D. B.: Brücken für die Ewigkeit. Das Leben von Johann Roebling und seinem Sohn. Deutsche Übersetzung von Walther Schwertfeger. 406 S. DIN A 5 mit vielen Abb. Düsseldorf: Werner-Verlag 1957. Ganzleinen 19,80 DM.

D. B. Steinman, einer der bekanntesten amerikanischen Ingenieure, der selbst Hängebrücken größter Spannweite gebaut hat und der derzeit eine Hängebrücke über die Straße von Messina plant, deren Stützweite mehr als 1,5 km betragen soll, schrieb diese Lebensgeschichte von J. Roebling, die zugleich eine Geschichte des amerikanischen Großbrückenbaues geworden ist. Den Höhepunkt der Schilderung bilden Planung und Ausführung der 486 m weit gespannten Brooklynbrücke über den East-River in New York. Die Vorgänge vor und hinter den Kulissen, der Bau der druckluftgegründeten Pfeiler, der Kabel und der Hängeöffnungen sind an Hand des Tagebuches von R., von Briefen und anderen zeitgenössischen Quellen dargestellt, die in großem Umfang wörtlich zitiert sind. Sehr zeitgemäß klingt, was J. A. Roebling 1820 in sein Tagebuch schrieb: „Nichts kann in Deutschland geschehen, ohne daß ein Heer von Ratsherren, Ministern und anderen Beamten die Angelegenheit zehn Jahre lang diskutiert, lange Dienststreifen macht und lange Berichte schreibt, so daß das für alle diese Vorbereitungen aufgewandte Geld mehr ausmacht, als die Kosten für die eigentliche Arbeit!“ Wenige Jahre später wanderte R. nach den USA aus, wo er die Freiheit und die unbegrenzten Möglichkeiten für sein gewaltiges Werk fand.

Technisch interessierte Kreise werden das Buch mit Genuß lesen, es dürfte geeignet sein, auch technisch interessierten Laien auf den Weihnachtstisch gelegt zu werden.

F. Schleicher, Dortmund.

Thiel, Dr. jur. Fr., Verwaltungsgerichtspräsident Aachen: Baurechtsammlung. Rechtsprechung der Verwaltungsgerichte und anderer Gerichte aus dem Bau- und Bodenrecht sowie Enteignungs- und Wegerecht. Band 1: Rechtsprechung der Verwaltungsgerichte 1945 bis 1950. 336 Seiten. 1954. Halbln. 24,— DM. Band 2: Rechtsprechung der Verwaltungsgerichte 1951 bis 1952. 456 Seiten. 1956. Halbln. 28,50 DM. Band 5: Rechtsprechungsübersicht 1945 bis 1955. 176 Seiten. 1956. Halbln. 16,— DM. Sämtliche Bände DIN A 5. Werner-Verlag G.m.b.H., Düsseldorf.

Die Sammlung enthält die Entscheidungen der OVG und LVG der Länder sowie des BVG auf dem Gebiete des gesamten Bau- und Bodenrechts, des Aufbau-, Planungs-, Umlegungs-, Bodenordnungs-, Baulandbeschaffungs- und Enteignungsrechts sowie des Bauordnungs-, Anlieger-, Kleingarten- und Wege-rechts. Die Bände 3 und 4 mit den Entscheidungen von 1953 bis 1954 sind in Vorbereitung. Durch jährlich erscheinende Ergänzungsbände soll das Werk auf dem laufenden gehalten werden.

Die Anwendung und Auslegung des öffentlichen Baurechts macht es für viele Baurechtsfragen erforderlich, ein grundsätzliches Urteil der höchsten richterlichen Stellen des Landes herbeizuführen. Es ist daher nur allzu erklärlich, daß auf diesem Gebiete ständig neue Entscheidungen getroffen werden. Ohne eine eingehende Verfolgung dieser Urteile lassen sie sich aber nur schwer übersehen. Es ist daher ein besonderes Verdienst des Verfassers und des Verlages, daß sie sich dieser Aufgabe angenommen haben, und zwar mit einer Sammlung, die auch regelmäßig ergänzt wird.

Bei der Fülle der hier veröffentlichten Urteile ist es aber unmöglich, auch nur auf einzelne Fälle einzugehen. Die Art der Darstellung und die Stichwortverzeichnisse machen es aber leicht möglich, jeder einschlägigen Frage schnell nachzugehen und festzustellen, ob hierüber bereits grundsätzliche Urteile ergangen sind.

Nicht nur den Juristen, sondern auch dem Architekten und Ingenieur, die sich mit baupolizeilichen Dingen zu befassen haben, ist hier eine willkommene Gelegenheit gegeben, sich umfassend über diese Einzelentscheidungen zu unterrichten. Wenn diese Urteile auch juristischer Art sind, so berühren sie z. T. doch sehr erheblich baurechtliche Dinge, die auch in rein bautechnischer Hinsicht von entscheidender Bedeutung sind. Erwähnt seien hier nur die Kapitel über Abbruch, Bauflucht, Denkmalschutz, Einsturzgefahr, Standsicherheit, wildes Bauen u. v. ä. m.

S. Hasenjäger, Düsseldorf.

Homberg, Dr.-Ing. H., Hagen/Westf., und Dr.-Ing. J. Weinmeister, Linz a. d. D.: Einflußflächen für Kreuzwerke. Freiaufliegende und über mehrere Öffnungen durchlaufende Systeme. 2. verb. Aufl., VII, 156 S., Gr. 4°, mit 40 Abb. Berlin/Göttingen/Heidelberg: Springer-Verlag 1956. Gzln. 43,50 DM.

Kreuzwerke spielen wegen ihrer wirtschaftlichen Vorteile bei modernen Tragkonstruktionen eine bedeutende Rolle, so daß das nunmehr in 2. Auflage vorliegende Werk, das dem Statiker Hilfsmittel zur Erleichterung der Berechnung dieser hochgradig unbestimmten Systeme zur Verfügung stellt, von besonderem Nutzen ist. Gegenüber der 1. Auflage enthält das Buch wesentliche Erweiterungen, die den inzwischen gesteigerten Bedürfnissen der Praxis in wünschenswerter Weise entgegenkommen. Neben den frei aufliegenden Kreuzwerken sind in der Neuauflage auch Lösungen und gebrauchsfertige Tafeln für über 2 bzw. 3 Öffnungen durchlaufende Kreuzwerke sowie ergänzende Formeln und Tafeln für Querverteilungszahlen bei verschiedenen großen Steifigkeitsverhältnissen der Randträger zu den Mittelträgern enthalten.

Den Lösungen liegt die übliche Annahme der Trägerrosttheorie zugrunde, wonach nur die Biegesteifigkeit der Träger eingesetzt wird; jedoch können durch einfache zusätzliche Überlegungen näherungsweise auch die Drehsteifigkeit der Träger und die Schubsteifigkeit etwa über den Trägern durchlaufender Bleche (orthotrope Platten) berücksichtigt werden.

Die Handhabung des Tafelwerkes ist ohne Kenntnis der Theorie möglich und wird an Hand zahlreicher Beispiele erläutert. In vielen Fällen empfiehlt sich jedoch eine Vertiefung in die theoretischen Grundlagen, die Homberg in Heft 8 der Forschungshefte auf dem Gebiete des Stahlbaues dargelegt hat.

R. Barbré, Braunschweig.

Tölke, Dr.-Ing. habil., Dr. sc. h. c. Friedrich, o. Prof. an der Techn. Hochschule Stuttgart: Veröffentlichungen zur Erforschung der Druckstoßprobleme in Wasserkraftanlagen und Rohrleitungen. 2. Heft. V, 149 S., Gr. 4°, mit 225 Abb. Berlin/Göttingen/Heidelberg: Springer-Verlag 1956. Brosch. 37,50 DM.

Es ist eine dankenswerte Aufgabe des Verlags, diese Veröffentlichungen über das schwierige Problem von Druckstößen in Wasserkraftanlagen und in Rohrleitungen in Buchform herauszugeben. Das vorliegende zweite Heft behandelt in 5 Aufsätzen verschiedene Fragestellungen, die sich aus der Praxis heraus ergeben haben. In dem ersten Aufsatz über die konstruktive Gestaltung der druckstoßgefährdeten Teile von Wasserkraftanlagen wird auch die Verwendungsmöglichkeit von Spannbeton für Druckrohrleitungen kritisch untersucht. Besonders hervorzuheben ist noch der Aufsatz über nichtstationäre Strömungen in Unterwasserstollen, bei dem nicht nur theoretische, sondern auch Versuchsergebnisse die Verhältnisse bei den verschiedenen Abflußbedingungen im Unterwasserstollen klären.

G. Wickert, Dortmund.

Magnel †, G., Prof. an der Universität Gent, Direktor der Versuchsanstalt für Stahlbeton, Mitglied der Königl. Akademie von Belgien: Theorie und Praxis des Spannbetons. Berechnung, konstruktive Gestaltung und durchgerechnete Beispiele von Spannbetonbauten. Aus dem Französischen übersetzt von Dipl.-Ing. H. Schröder, Berlin-Grunewald. XV, 431 S., Gr. 16,5 · 24,5 cm, mit 387 Abb. Wiesbaden/Berlin: Bauverlag GmbH. 1956. Hln. 48,— DM.

Das nunmehr auch in deutscher Übersetzung erschienene Werk behandelt nach einigen einleitenden, grundlegenden Bemerkungen über den Spannbeton in 2 umfangreichen Abschnitten die Berechnung statisch bestimmter und statisch unbestimmter Spannbetontragwerke. Es werden Bemessungsformeln entwickelt und die Zusammenhänge in graphischer Darstellung anschaulich wiedergegeben. Durch Einführung des Begriffs der „fiktiven Ausmittigkeit“ (unter Einbeziehung der Umlagerungsmomente) lassen sich auch Durchlaufträger und statisch unbestimmte Rahmen in gleicher Weise behandeln. Ob die hier vorgeführte Art der Bemessung eines Spannbetonquerschnittes in der Praxis Eingang finden wird, möge dahingestellt bleiben, denn der gewandte Konstrukteur dürfte wohl im allgemeinen auf Grund seiner Erfahrung rascher zum Ziele kommen.

Sehr aufschlußreich und interessant ist das Kapitel, in dem der Verf. über Versuche an Spannbetonträgern berichtet.

Weitere Teile des Buches sind der Erörterung des Kriechens von Stahl und Beton sowie der Änderung der Vorspannung im Laufe der Zeit unter den verschiedenen Einflüssen gewidmet. Im Abschnitt über die Anwendung des Spannbetons werden hauptsächlich Bauwerke besprochen, die nach dem vom Verf. entwickelten Verfahren vorgespannt sind. Den Abschluß des Buches bildet die Untersuchung vorgedruckter, stählerner Fachwerkstrukturen.

Das Werk stellt eine wertvolle Bereicherung der deutschsprachigen Literatur über Spannbeton dar und kann allen Fachkollegen empfohlen werden.

Dr.-Ing. G. Knittel, Düsseldorf.

Davies, A. C., B.Sc. (London Hons, and Liverpool), A. M. I. E. E., Member of the Institute of Welding: The Science and Practice of Welding. 5. Edition, X, 502 S., mit vielen Abb. Cambridge: University Press 1956. 18 s.

Dem ganzen Aufbau nach ist dieses Werk für den Betriebsmann und Praktiker gedacht. Es behandelt, ohne Kenntnisse der Physik und Chemie vorauszusetzen, von Grund auf die metallurgischen, wärmetechnischen und mechanischen Vorgänge der Autogen- und Elektroschweißung in einwandfreier, exakter und verständlicher Darstellung. Schweißgerechte Konstruktionen und deren Grundlagen sind nicht Inhalt dieses Buches.

Nach einem einleitenden Kapitel über Mechanik und Festigkeit wird die Erzeugung des Stahles und der Einfluß von Legierungsbestandteilen erläutert. Es schließen Beschreibungen der Vorgänge in der Flamme und des elektrischen Lichtbogens an, wobei auch auf die Schweißung der NE-Metalle eingegangen wird. Umfangreich ist die Darstellung aller Arten der Schutzgas- und Automaten-schweißung. Im gesteckten Rahmen folgt eine ausführliche Behandlung der Prüfungs-, Überwachungs- und Untersuchungsmethoden. Es wären allerdings — dem derzeitigen Stand entsprechend — mehrere Bilder von Filmen der Röntgenuntersuchungen empfehlenswert sowie eine kurze Darstellung der Ultraschallprüfung. Erläuterungen über Oberflächenhärtung, Stahlegierungen sowie deren Schaubilder, ein ausführliches Sachregister und eine Fragenzusammenstellung für Prüfer beschließen das Buch. Die zahlreichen Abbildungen und Tafeln geben willkommene Ergänzungen zum Inhalt.

Das Werk wird infolge seiner Gründlichkeit und voraussetzungslosen Schreibweise allen Betriebsangehörigen bestens empfohlen. Es kann auch eine Grundlage zum Einarbeiten in die englische Fachsprache darstellen.

K. Latzin, Rheinhausen.

Baldauf, Dipl.-Ing., Heinrich, Lehrbeauftragter an der Techn. Hochschule Dresden: Hochgradig statisch unbestimmte Tragwerke. VIII, 215 S., Gr.-8°, mit 165 Abb. u. 3 Ausschlagentafeln. Leipzig: S. Hirzel Verlag 1956. Gzln. 17,30 DM.

Unter hochgradig statisch unbestimmt versteht der Verfasser Tragwerke, bei denen die Lösung der Gleichungssysteme durch Determinantenrechnung nicht mehr zu empfehlen ist.

Dem entsprechend nimmt die Auflösung linearer Gleichungen durch die Elimination nach Gauß und die Matrizenrechnung einen breiten Raum ein und wird in allen Einzelheiten ausführlich wiedergegeben.

Während die Aufstellung der Elastizitätsgleichungen nach dem Kraftgrößenverfahren als bekannt vorausgesetzt wird, werden die Bedingungsgleichungen für Formänderungen als Unbekannte von Grund auf entwickelt. Die theoretischen Ausführungen werden durch Beispiele von Rahmentragwerken mit vollständiger Wiedergabe der erforderlichen Zahlenrechnungen nach dem Kraftgrößen- und Formänderungsgrößenverfahren und bei Ausgleichsrechnungen nach Cross ergänzt. Infolge der klaren und übersichtlichen Darstellung ist das Buch recht geeignet, sich mit Möglichkeiten der Lösung hochgradig statisch unbestimmter Tragwerke vertraut zu machen.

E. Kohl, Braunschweig.

A. Krenz und H. Osterloh: Klothoiden-Taschenbuch für Entwurf und Absteckung. Bearbeitet im Ingenieurbüro **Dorsch-Gehrmann**. 313 S., Gr. DIN A 6, mit 27 Abb. Wiesbaden: Bauverlag GmbH. 1956. Geb. 16,50 DM.

Die Tafeln I und Ia, deren Längenwerte mit dem Halbmesser R des anschließenden Kreises zu vervielfachen sind, liefern alle Klothoidenelemente für die gewählte Verkopplung mit einem Parameter A . Tafel II, ein genehmigter auszugsweiser Abdruck aus Kasper-Schürba-Lorenz: „Die Klothoide als Trassierungselement“, enthält rechtwinkelige Koordinaten zur Tangente für den Parameter $A = 1$; sie ist für unrunde Parameter gedacht, mit denen die Werte vervielfacht werden müssen. Tafel III bringt die unmittelbar abzuleitenden Koordinaten gleicher Art für 67 Parameter zwischen 30 und 3000 m. Tafel IV enthält Polarkoordinaten für $A = 1$, Tafel V absteckreife Polarkoordinaten für runde Parameter und Tafel VI Festwerte für die Berechnung von Abdrehwinkeln bei Umstellung des Instrumentes.

Die Einführung mit klaren Abbildungen wendet sich an den Praktiker, vermeidet alle Gelehrsamkeit und bringt in knapper Form, was der Ausübende braucht und unbedingt wissen muß, um die Tafeln benutzen zu können. Der sprachliche Ausdruck ist leider oft unerfreulich; besonders hat das „erfolgen“ es den Verfassern angetan. Niemals wird ein Maß berechnet oder abgesteckt, sondern die Berechnung oder Absteckung des Maßes „erfolgt“. Man sagt zwar: „Meine Tante ist um 9 Uhr abgereist“; aber man schreibt: „Die Abreise meiner Tante erfolgte um 9 Uhr“. Das ist weit vornehmer!

Dennoch muß das auf gutem Papier gedruckte und sauber gebundene Büchlein seines reichen Inhalts wegen warm empfohlen werden.

Max Höfer, Hamburg.

J. F. Baker, M. R. Horne und J. Heyman: The Steel Skeleton, Vol. II, Plastic Behaviour and Design. 408 S., Gr. 18,0 · 26,5 cm, 340 Abb., Cambridge: University Press 1956. Gzln. ca. 38,— DM.

Der erste Band dieses Werkes über Stahl-Skelettbau bietet eine Darstellung und Auswertung der umfangreichen in Großbritannien in den Jahren 1929 bis 1936 vorgenommenen Untersuchungen über das Verhalten biegesteifer Stahlstabwerke im elastischen Bereich [s. Bauingenieur 30 (1955) S. 68].

Der vorliegende zweite Band behandelt die seit 1936 unter der Leitung von J. F. Baker in Cambridge laufenden systematischen Untersuchungen über das Verhalten biegesteifer Stahlstabwerke im plastischen Bereich und wertet ihre für die Stahlbaupraxis außerordentlich bedeutsamen Ergebnisse aus.

Das Buch beginnt mit einer Würdigung der Pionierleistung von Maier-Leibnitz, die den Anstoß zur Aufnahme dieser Forschungsarbeit gab. Die zwischen 1936 und 1939 in England vorgenommenen ersten Versuche über das Verhalten von Portalrahmen im plastischen Bereich werden in Kapitel 2 beschrieben. In Kap. 3 bis 6 werden die einfache Theorie der plastischen Biegung, Ergebnisse von Modell- und Großversuchen mit Durchlaufträgern, rechteckigen Portalrahmen und Giebelrahmen und Tragberechnungsverfahren für diese einfachen Tragsysteme behandelt.

Kap. 7 bis 10 bieten eine geschlossene Darstellung der Grundzüge der „plastischen“ Tragberechnung ebener biegesteifer Stabwerke. Zunächst werden die grundlegenden Sätze der Tragberechnung für einfache proportionale Belastung angeführt, es folgt die Erläuterung verschiedener allgemeiner Berechnungsverfahren, darauf werden die Grundlagen der Tragberechnung für variable wiederholte Belastung abgehandelt, Kap. 10 erläutert die Minimalgewichtsbemessung. Kap. 11 befaßt sich mit theoretischen und experimentellen Untersuchungen über

den Einfluß von Querkraften auf die Plastizierung von Trägern, Kap. 12 mit der plastischen Kippung.

Das möglicherweise wichtigste Einzelproblem der Tragberechnung biegesteifer Stabwerke ist das Tragverhalten durchlaufender Stützen. Auf diesem sehr komplexen Gebiet ist umfangreiche Forschungsarbeit geleistet worden, die jedoch erst einen Anfang bedeutet. In Kap. 13 sind die Ergebnisse der das Versuchsprogramm einleitenden Stützenversuche dargestellt, in Kap. 14 und 15 Versuchsergebnisse und elastisch-plastische Theorie einachsiger und zweiachsiger gebogener Stützen.

Kap. 16 enthält Betrachtungen über den Lastfaktor, Kap. 17 beschreibt einige Anwendungen der plastischen Tragberechnung in der britischen Stahlbaupraxis.

Dieses Buch ist in erster Linie eine Darstellung der von der Cambrider Forschergruppe geleisteten experimentellen und theoretischen Forschungsarbeit über das Tragverhalten biegesteifer Stabwerke aus Baustahl, die den Stahlbauingenieur in die Lage setzt, sich an Hand der Forschungsergebnisse sein eigenes Urteil über die Frage eines Überganges von der Berechnung der elastischen Spanngrößen und Bemessung nach zulässigen Spannungen zur Tragberechnung zu bilden. Der systematische Aufbau und ein ausgezeichnet lesbarer Stil machen das Werk zugleich zu einem Lehrbuch.

Bisher war es, bedingt durch die große Zahl der in der englisch-amerikanischen Literatur weitverstreuten Veröffentlichungen in Deutschland recht mühselig, sich ein Bild von dem derzeitigen Stand der Dinge zu machen, so daß das Erscheinen dieser zusammenfassenden Darstellung sehr zu begrüßen ist. Da die Forschung in Cambridge in nahezu ungebrochener Linie vorangetrieben wird, ist eine Beschränkung auf die Ergebnisse der eigenen Arbeit durchaus gerechtfertigt; jedoch hätte der Referent es für dienlich gehalten, wenn der in den USA an der Lehigh University parallel laufenden Forschung breiterer Raum eingeräumt worden wäre.

Das Werk wird ohne Zweifel seine Aufgabe, dem Gedanken der Tragberechnung im Stahlbau breite Bahn zu brechen, erfüllen. Satz und Ausstattung sind als vorzüglich zu bezeichnen.

Th. Jaeger, Rostock.

Rüsch, Dr.-Ing. H., o. Prof. an der Techn. Hochschule München: Fahrbahnplatten von Straßenbrücken. Berechnungstabellen für Lasten nach DIN 1072, Straßen- und Wegebrücken, Lastannahmen und für gleichmäßige verteilte Lasten (= D. Aussch. f. Stahlbeton, H. 106). 3. verb. u. erg. Aufl., 82 S., Gr. DIN A 4, Berlin: Verlag W. Ernst & Sohn 1956. Gzln. 24,— DM, geh. 19,50 DM.

Wie bei der 2. Auflage wurde auch jetzt die klare Gliederung des Buches beibehalten. Neben der Berichtigung einiger Fehler erfuhren verschiedene Abschnitte Ergänzungen. Vollkommen neu bearbeitet wurden die schiefen Platten. Hier bieten Tabellen und Kurven nunmehr die Möglichkeit, von rechtwinkligen Platten ausgehend, auch schiefe Platten schnell und einfach zu berechnen. Auf die noch vorhandenen Schwächen (infolge fehlender Grundlagen) wird hingewiesen. Manchem Statiker werden die gebotenen Unterlagen daneben die Möglichkeit bieten, auch bei Hohlkastentragwerken den Einfluß der Schiefe zu berücksichtigen. Erweitert wurden u. a. die Tafeln für die Momentengrenzlinien, in die nun auch die zwei- bis vierseitig eingespannten Platten aufgenommen wurden. Neueste Untersuchungen über Platten unter Vollast fanden ihren Niederschlag in den k -Werten des Teiles B. Sie wurden auch in den angeführten Beispielen berücksichtigt, für die sich dadurch einige kleine Änderungen ergaben. Möge der 3. Auflage, die in bekannt guter Ausstattung vorliegt, der gleiche Erfolg beschieden sein wie den bisherigen Auflagen. Ihr Erwerb kann wohl jedem Statiker empfohlen werden, der mit der Berechnung von Platten und insbesondere von Fahrbahnplatten zu tun hat.

G. Hoeland, Dortmund.

Mitteilungen des Instituts für Baumaschinen und Baubetrieb der Rheinisch-Westfälischen Technischen Hochschule Aachen. Sonderheft 5. Aachen 1956. Erschienen im Selbstverlag des Instituts. Sammlung von 27 Sonderdrucken mit Veröffentlichungen aus den letzten 12 Monaten.

Europa-Markt, Zeitschrift zur Steigerung von Produktivität und Lebensstandard. Zu beziehen durch den Rat-Verlag, Frankfurt/M., Oberlindau 102. Bezugspreis DM 21,— im Jahr. Herausgegeben mit Unterstützung der EPZ und des Rationalisierungs-Kuratoriums der Deutschen Wirtschaft (RKW) von Dr. Flemming. Die neue Zeitschrift versucht eine Raffung der Berichte und Veröffentlichungen des Europäischen Wirtschaftsrates (OECE) und der Europäischen Produktivitäts-Zentrale (EPZ). Sie gibt nicht nur weiteren Kreisen eine

Vorstellung vom Werden Europas, sie bedeutet auch für die Betriebe ein wertvolles Hilfsmittel. — Durch die Zeitschrift **Europa-Markt** wird der deutschen Wirtschaft das bisher nur in englischer und französischer Sprache vorliegende Schrifttum des OEEC und der EPZ, das weitgehend dokumentarischen Charakter hat, leicht zugänglich gemacht.

Verschiedenes

E. Doeinck 70 Jahre alt

Am 15. 12. 1956 vollendete Professor Dr.-Ing. Eugen Doeinck, Hannover, sein 70. Lebensjahr.

Seine wissenschaftliche Ausbildung als Bauingenieur erhielt er an den Technischen Hochschulen Hannover und Danzig. 1920 promovierte er in Danzig bei H. Lorenz mit einer grundlegenden Arbeit über Pilzdecken. Der Hochschule Danzig blieb er vorerst auch weiterhin treu, zunächst als Privatdozent neben seiner Tätigkeit als städtischer Baurat in Zoppot, später als ordentlicher Professor. 1936 folgte er dann einem Ruf nach Hannover. Dort hatte er bis zu seiner Emeritierung im Frühjahr 1955 den Lehrstuhl für Baumechanik inne, dem das von ihm besonders geförderte Curt-Risch-Institut für Schwingungs- und Meßtechnik angeschlossen ist. Auch nach seiner Entpflichtung ist er noch sehr aktiv im Hochschulleben tätig.

Die wissenschaftliche Arbeit von E. Doeinck hat in den letzten Jahren u. a. in zwei Büchern — das eine über Festigkeitslehre, das andere über Schwingungslehre — seinen Niederschlag gefunden. In beiden Schriften kommt das zum Ausdruck, was für seine Schüler stets in seinen Vorlesungen so besonders anziehend und wertvoll erscheint, nämlich die sinnvolle Verknüpfung abstrakten wissenschaftlichen Denkens mit der anschaulichen Schilderung der Probleme der Praxis.

Dem Jubilar seien noch viele weitere Jahre echter Schaffensfreude gewünscht.

A. Pflüger, Hannover.

Bernhard Siebert †

Dr.-Ing. Bernhard Siebert, der Ehrenvorsitzende des DAI, ist am 20. 10. 1956 verstorben. S. wurde am 22. 10. 1890 in Hamburg-Altona geboren und wuchs hier auf. Nach der Reifeprüfung 1909 am dortigen Real-Gymnasium besuchte er die Technischen Hochschulen Danzig und München. 1914 legte er in Danzig die Diplomprüfung ab. Er arbeitete nach dem ersten Weltkrieg bei verschiedenen Hamburger Firmen, so bei Christiani & Nielsen und Phil. Holzmann AG.

1925 promovierte S. in Danzig und wurde dann bei der Hamburger Hochbahn AG. mit der Leitung der Tunnelbauabteilung betraut. Hier war seine schwierigste Aufgabe der Bau der Tunnelstrecke Jungfernstieg-Kellinghusenstraße im Grundwasser der Alster.

1935 machte er sich selbständig als beratender Ingenieur für Hoch- und Tiefbau, Industrie- und Hafenbau. Seitdem wirkte er in Gemeinschaft mit seinem jüngeren Sozium, Dr.-Ing. Karl Peters. Dieses Büro war sinnbildlich für das Schaffen von S. Er stand mitten im Leben dieser Stadt, nicht nur beruflich, sondern auch gesellschaftlich, wissenschaftlich und kulturell. Er nahm rührig teil an allem, was auf dem Gebiet des Bauwesens in Hamburg geschah. Seiner Initiative verdankte der Architekten- und Ingenieur-Verein Hamburg e.V. seine Neugründung. Er war seitdem sein anerkannter und geachteter Erster Vorsitzender.

Die gleiche Achtung als Mensch und charaktervolle Persönlichkeit genäß Siebert in weiten Kreisen. Er hatte zahlreiche Ehrenämter inne. Neben der Funktion des Ehrenvorsitzenden des Deutschen Architekten- und Ingenieurverbandes e.V. (DAI) war er Vorsitzender der „Technik und Universitas, Gesellschaft zur Förderung hamburgischen Hochschulausbaues“; der Verein Beratender Ingenieure VBI e.V. hatte ihn zum Ehrenmitglied ernannt. Ferner war er Mitglied des Landesplanungsausschusses Hamburg und des Hochschulbeirates Hamburg. Die Deutsche Akademie für Städtebau und Landesplanung hatte ihn zum ordentlichen Mitglied berufen. S. hat auch 1953 vom Senat der Hansestadt Hamburg die Silberne Medaille für treue Arbeit im Dienste des Volkes erhalten.

Die Erfolge dieses Mannes beruhten neben seinem gegebenen beruflichen Können auf seiner Fähigkeit, die Menschen zusammenzuführen, auszugleichen und das Einigende vor das Trennende zu stellen. Der Name Dr. Siebert hatte in den letzten Jahren in steigendem Grade auch über Hamburg hinaus Klang und Gewicht erlangt. Ein schweres Leiden überschattete in den letzten Monaten sein Leben. Seine Freunde und Mitarbeiter werden sein Andenken wahren und in seinem Sinn die von ihm begonnenen Werke und Pläne vollenden.

Kühne, Frankfurt/M.

DIN 2413. Neufassung. **Berechnung der Wanddicke von innen-druckbeanspruchten Stahlrohren.** 24 S., Gr. 22 · 19 cm. Herausgegeben durch die Mannesmannröhren-Werke AG., Düsseldorf. Gzln.

Aluminium-Walzwerke Singen GMBH. Singen von heute. Prospekt. 24 S., Gr. 22 · 19,5 cm, mit zahlreichen Abb.

Betontag 1957

Die nächste Hauptversammlung des Deutschen Beton-Vereins findet statt von Dienstag, den 24. bis Donnerstag, den 26. September 1957 in Berlin.

Vor und nach dem Betontag halten mehrere andere Vereine und Verbände des Bauwesens im Rahmen der Internationalen Berliner Bauausstellung ihre Tagungen ab. So werden in der gleichen Woche u. a. der Deutsche Architekten- und Ingenieur-Verband, der Hauptverband der Deutschen Bauindustrie, der Zentralverband des Deutschen Baugewerbes und einzelne Arbeitsgruppen der Forschungsgesellschaft für das Straßenwesen in Berlin tagen.

Nachtrag

Im Zusammenhang mit meinem Aufsatz „Spannungsoptische Untersuchung für den Dammkörper der Rurtalsperre Schwammenauel infolge der Erhöhung durch den II. Ausbau“ stehend, möchte ich noch meinen damaligen Assistenten, Herrn Dr.-Ing. K. Vida nennen, der mir freundlicherweise bei der Aufstellung des Gutachtens behilflich war.

K. Hirschfeld.

Verfahrenstechnik

Das Jahrestreffen 1956 der Verfahrens-Ingenieure (Hamburg, vom 30.9. bis 3.10.) wurde wieder gemeinsam durchgeführt von der VDI-Fachgruppe Verfahrenstechnik, der Forschungsgesellschaft Verfahrenstechnik e.V. und der Fachgemeinschaft Apparatebau im VDMA.

Die wirtschaftliche Bedeutung des Gebietes Verfahrenstechnik steigt ständig, weil sie sich mit der Anwendungstechnik der Verbrauchsgüter-Industrie befaßt, welche 70 % der Gesamtindustrie ausmacht. Für Hamburg und Umgebung bilden wohl den Schwerpunkt der Verbrauchsgüter-Industrie die Anlagen der Mineralöl-Firmen, ferner die Firmen der Nahrungsmittel- und kosmetischen Industrie, insbesondere die Verarbeiter pflanzlicher Öle und Fette. Während der Laie wohl das Äußere dieser oft interessanten Fabrikanlagen, die Türme, Kolonnen und Tanks, kennt, ist der verfahrenstechnische Ablauf der Einzelvorgänge im Inneren der Apparate mehr eine Sache der Fachleute.

Die Grundlagen dieser Technik sind auch für den Bauingenieur wichtig, der mit Planung und Ausführung derartiger Anlagen zu tun hat. Auf das Jahrestreffen Verfahrenstechnik, wo eine Reihe von Fachvorträgen gehalten wurden, sei deshalb besonders hingewiesen. Der erste der Vorträge von Prof. Dr.-Ing. E. h. K. Riess, Leverkusen, „Entwicklungstendenzen der Verfahrenstechnik“ sei hier kurz wiedergegeben.

Forschung und Lehre des Gebietes Verfahrenstechnik hat sich auch an den deutschen Hochschulen schon stark entwickelt. Trotz der in den letzten Jahren erheblichen Vergrößerung der Anzahl junger Verfahrens-Ingenieure, die die Hochschulen verlassen, steigt die Nachfrage jedoch noch stärker an.

Was die Forschung betrifft, so führt die schnell fortschreitende Erweiterung unserer Erkenntnisse zu einer immer besseren Beherrschung der Anwendungstechnik und verdrängt die rein empirischen Methoden mehr und mehr zugunsten von Zeit- und Geldersparnis. Vergleiche mit USA zeigen auch dort die allgemeine Tendenz einer Verwissenschaftlichung der Ingenieurkunst und Anwendungstechnik.

Die Entwicklung der Verfahrenstechnik kam zunächst der chemischen Industrie und dem Apparatebau zugute, die als erste ihre große Bedeutung erkannten. Die weitere Entwicklung wird dadurch gekennzeichnet sein, daß die Verbindung mit anderen Industriezweigen und Aufgaben, bei denen sich, historisch bedingt, eine eigene Entwicklung der Anwendungstechnik vollzog, immer enger gestaltet wird. So ist z. B. der Begriff „Aufbereitung von Erz, Kohle, Steine und Erden usw.“ mit dem Begriff „Verfahrenstechnik“ nahe verwandt, zum Teil sogar identisch, so daß die Vernunft einen engen Erfahrungsaustausch auf diesen Gebieten verlangt. Ähnliches gilt für die Nahrungs- und Genußmittel-Herstellung, für Fragen der Luft- und Abwasser-Reinigung usw. Durch ihre Unabhängigkeit von der Verschiedenheit der verarbeiteten Rohstoffe und Zwischenprodukte hat sich die Verfahrenstechnik schon in der chemi-

schen Industrie mit ihren vielen Varianten als einheitliche Grundlagewissenschaft bestens bewährt. Sie erscheint daher berufen, weit darüber hinaus für alle Branchen der Verbrauchsgüter-Industrie, so verschiedenartig ihre Produkte sein mögen, die gemeinsame Basis für die Anwendungstechnik abzugeben. Diese Entwicklung, die in den Vereinigten Staaten schon weitgehend vollzogen ist, wird sich auch früher oder später bei uns durchsetzen. F. Schleicher, Dortmund.

Normblattentwürfe DIN 68 301, 68 306, 68 308 und 68 365

Der Fachnormenausschuß Holz hat soeben 4 Entwürfe über inländisches Nadelstichholz herausgegeben, und zwar

DIN 68 301 — Inländisches Nadelstichholz, Gütebestimmungen, Allgemeines und Begriffe —

DIN 68 306 — Inländisches Nadelstichholz, Latten, Kreuzholz, Rahmen und Bauholz, Gütebestimmungen und Schnittklassen —

DIN 68 308 — Inländisches Nadelstichholz, bearbeitete Bretter und Bohlen, Gütebestimmungen —

Mitteilungen aus der Industrie

In diese Spalte werden kurze Mitteilungen von Bauwirtschaft und Industrie aufgenommen, die sich auf das Arbeitsgebiet der Zeitschrift beziehen. Der Inhalt muß ausgeführte Neuheiten behandeln. Der Umfang der Manuskripte darf, einschl. eines etwaigen Bildes, höchstens 50 Schreibmaschinenzeilen betragen. Für den Inhalt ist der Einsender verantwortlich. Die Auswahl des zu veröffentlichenden Materials behält sich der BAUINGENIEUR vor.

Alpica-Arbeitsschutz

Für Hallen- und Brückenbauten sowie freitragende Konstruktionen werden horizontal gespannte Alpica-Sicherheits-Fangnetze seit Jahrzehnten angewandt und gehören heute zum Gerätepark eines jeden Baubetriebes.

In Anlehnung an diese Netze wurde eine Schutzrüstung unter Verwendung von Standbäumen und vertikal gespannten Fangnetzen entwickelt.

Grundsätzlich ist die Alpica-Vertikal-Rüstung als Schutz- bzw. Fanggerüst gedacht, um einerseits den an den Außenwänden Beschäftigten beim Mauern usw. vor dem Absturz zu schützen und andererseits herabfallende Gegenstände aufzufangen. Sie stellt in dieser Beziehung das bisher vollkommenste Fanggerüst dar. Mit dem neuartigen Fanggerüst ist ein Absturz gar nicht möglich, da sich der Schutz nicht unterhalb, sondern unmittelbar gegenüber der Arbeitsstelle befindet. Der Schutz wirkt also nicht in der Herabsetzung der Fallhöhe, wie dies bei den bisherigen Fanggerüsten der Fall war, sondern es wird durch ein dichtes, elastisches und zugleich festes Gelande ein Sturz gänzlich vermieden. Einen großen Vorteil stellt weiterhin das Höherführen des Gerüsts dar. Das Umrüsten und Höherrüsten aller bisherigen Gerüste erfordert Stunden, an größeren Bauten Tage. Das Hochziehen des Alpica-Gerüsts bzw. des Netzrahmens ist in wenigen Minuten durchzuführen. Dabei erfordert die Montage und auch die Demontage dieses Gerüsts keineswegs einen höheren Arbeitszeitaufwand als die anderen Gerüste.

Das Technische Hand- und Lehrbuch, Ausgabe 1956, ist erhältlich durch Alpica, Thilo Hoffmann, Schlotheim/Thür.

Anschlüsse aus Dachpappe

In der Schriftenreihe „ABC der Dachpappe“ sind bisher erschienen: Heft 1, Die Ausschreibung; Heft 2, Die Normen; Heft 3, Die Dachpappendeckung, sowie das Sonderheft: Zur Problematik des Daches im neuzeitlichen industrialisierten Bauen unter besonderer Berücksichtigung der Dachpappendeckung. Das neueste Heft des Sammelwerkes befaßt sich mit Anschlüssen aus Dachpappe.

Die Veröffentlichungen sollen über alle mit der Verwendung von Dachpappe zusammenhängenden Fragen informieren. Das vorliegende Heft 4 gibt bewährte Beispiele dafür, wie Anschlüsse und Einfassungen auch ohne den verteuerten Einbau von Zinkblechen ausgeführt werden können. Alle Vorschläge sind in Zusammenarbeit mit dem Dachdeckerhandwerk entstanden. Die Broschüren werden kostenlos abgegeben durch den Verband der Dachpappen-Industrie e. V., Wiesbaden, Schließfach 827.

Da beim Kleben von Dachpappe noch häufig Fehler begangen werden, welche die Güte und Dauerhaftigkeit der Deckung beeinträchtigen, wurden auf einem Merkblatt schlagwortartig die wichtigsten Punkte für richtiges Kleben von Dachpappe zusammengestellt. Dieses Merkblatt wird bei der Fabrikation in jede 3. oder 4. Dachpappenrolle eingelegt, um die ausführenden Handwerker auf der Baustelle über die fachgerechte Klebmethode zu unterrichten. Auch dieses Merkblatt kann kostenlos bezogen werden.

Torkret-Beton-Spritzmaschine Typ S 3

Die von der Torkret G.m.b.H., Berlin und Essen, als Sondergerät entwickelte Beton-Spritzmaschine Typ S 3 ist für große Betonleistungen und große Körnungen bestimmt. Sie entspricht in dieser Ausführung besonders den Anforderungen des neuzeitlichen Stollen- und Tunnelbaus. Ihre Arbeitsweise ist dieselbe wie die der bekannt-

Din 68 365 — Holz für Zimmerarbeiten, Gütebestimmungen.

Im Normblatt DIN 68 301 werden einheitliche Begriffe, z. B. über Trockenheitsgrad, Farbigkeit, Astgröße usw., festgelegt. Es enthält außerdem allgemeingültige Bestimmungen, z. B. für die Maßhaltigkeit, Vermessung, Mindestdeckbreite u. a. m.

In den Entwürfen DIN 68 306 und DIN 68 308 werden Nadelstichhölzer behandelt, die ohne besondere Weiterbearbeitung im Bauwesen verwendet werden, also wie sie vom Säge- bzw. Hobelwerk geliefert werden.

Um Entwurfsarchitekten und Bauherren die richtige Anwendung des Holzes zu erleichtern, sind aus den obengenannten Normblättern alle Gütebestimmungen herausgezogen und in dem Normblatt DIN 68 365 — Holz für Zimmerarbeiten, Gütebestimmungen, zusammengefaßt worden.

Die Wünsche und Stellungnahmen zu diesen 4 Entwürfen werden in doppelter Ausfertigung bis zum 31. Dezember 1956 erbeten. Sie sind an den Fachnormenausschuß Holz, Stuttgart S, Danneckerstr. 37, zu richten.

ten Torkret-Beton-Spritzmaschinen (neue Typen: B 0 und N 1), die sich seit über 35 Jahren bewährt haben.

Bei dem Typ S 3 wird ein ohne Wasserbeigabe gemischtes Betongemenge mit Korngrößen bis zu 25 mm, unter Verwendung eines besonderen Ausblasestutzens und eines an ihn angeschlossenen besonderen Materialschlauchs, in den Druckluftstrom eingeschleust (mit der üblichen Maschinenausrüstung beträgt der Größtkorn-Durchmesser 15 mm). Geeignete Einrichtungen ermöglichen die Verarbeitung von erdfeuchtem Material. Als Material können dabei alle Stoffe Verwendung finden, die durch Zusatz von Wasser oder anderen Flüssigkeiten — wobei dieser Zusatz mit einer besonderen Schlauchleitung erst in der Spritzdüse erfolgt — zum Abbinden oder Haften gebracht werden, vornehmlich Beton in jedem Mischungsverhältnis und mit beliebigen Zuschlagstoffen, wie Kies, Bimssand, Schlacke usw. Wegen der erdfeuchten Materialförderung ist es auch möglich, der Spritzdüse Schnellbindemittel zuzuführen, die eine wichtige Rolle beim Abdichten nasser Bauwerke, Stollen- und Tunnelbauten usw. mittels Torkretbeton spielen. Mit dem Typ S 3 kann Torkretbeton bis zu 25 cm Stärke innerhalb kurzer Zeit aufgetragen werden.

Der Typ S 3 wird in Einkammer- und (für kontinuierliche Arbeitsweise) in Zweikammerausführung hergestellt. Sein Luftbedarf, einschließlich des Luftbedarfs für den 3-PS-Druckluftmotor des Tellerrads, beträgt 8,0 m³/min. Er wiegt mit zweischsigem Schienenfahrgestell 690 kg und ist dabei nur 1500 mm hoch. Meistens wird er auf vollgummibereiften Laufrädern fahrbahrgeliefert; er wiegt dann wesentlich weniger.

Die Verwendung von besonders vorgetrocknetem Material ist nicht erforderlich und deshalb auch nicht vorgesehen. Das Torkret-Beton-Förder- und Spritzverfahren hat den Vorteil, daß die Materialförderung durch lange Schlauchleitungen von 200 m und mehr und bis zu 100 m und mehr mit geringem Kraftbedarf zu bewerkstelligen ist und daß der Abbindevorgang nicht beginnen kann, bevor das Material angetragen ist. Da ein vorheriges Zubereiten mit Wasser nicht erforderlich ist, wird dadurch auch ein Arbeitsgang eingespart. Außerdem lassen sich größere Mengen angemachter Trockenmischung verarbeiten, ohne daß Gefahr besteht, daß diese durch vorzeitiges Abbinden unbrauchbar werden (Abb. 1). Der Hersteller gibt an, daß mit der Torkret-Beton-Spritzmaschine Typ S 3 bei einem Stollenbau eine Leistung von 5,0 m³/h loser Betonmasse erreicht wurde.

Dipl.-Ing.
Erich Rathsmann,
München.

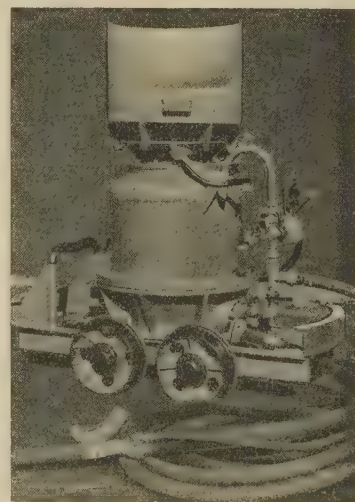
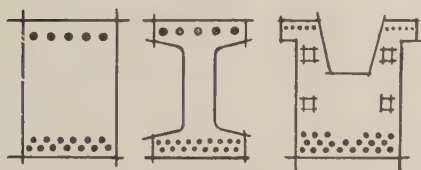
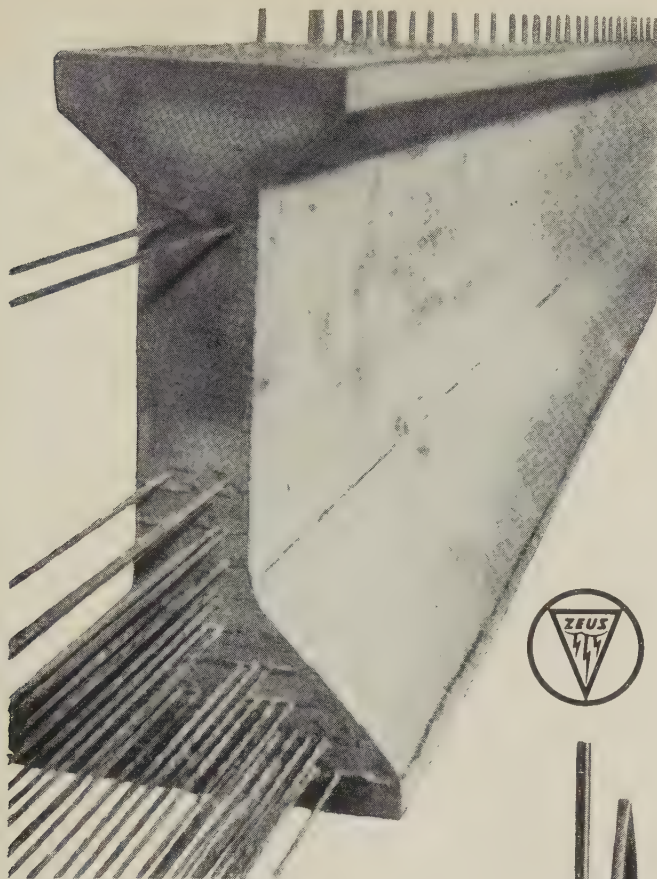


Abb. 1. Torkret-Beton-Spritzmaschine, Typ S 3.

Einbanddecken für „Bauingenieur 1956“

Den Beziehern des „Bauingenieur“, stehen wieder Einbanddecken für den Jahrgang 1956 zur Verfügung. Preis der Decke DM 3,20. Bestellungen sind zu richten an Ihre Buchhandlung oder an den Springer-Verlag, Berlin W 35, Reichpietschufer 20.



Spannprobleme

bei der Herstellung von vorgespannten Trägern, Dachplatten, Bogenbindern, Masten und Schwellen lösen sich von selbst durch die Verwendung unserer bewährten **WDI-Spannbeton-Stahlrähre und -litzen Marke „ZEUS“** in patentiert-gezogener und vergüteter Ausführung. Laufende Güteuntersuchungen garantieren die gleichbleibende Qualität unserer Vorspannstähle.

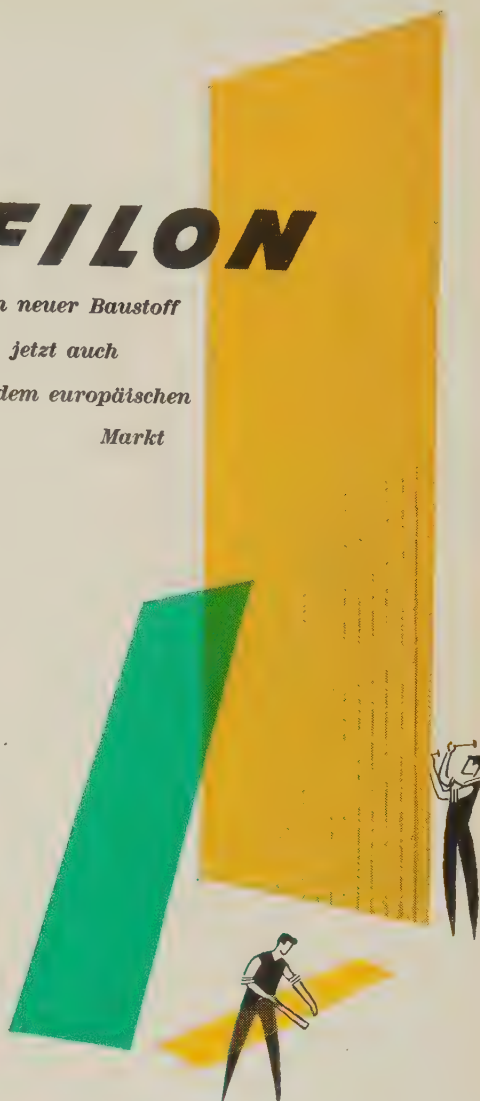
WDI

WESTFÄLISCHE DRAHTINDUSTRIE
HAMM (WESTF.)



FILON

Ein neuer Baustoff
jetzt auch
auf dem europäischen
Markt



FILON leicht je nach Tafelstärke 1,7 bis 2,5 kg/m² – dadurch leichte Tragkonstruktion möglich – leicht zu handhaben – einfach zu verlegen

FILON lichtdurchlässig bis zu 85% – der lichtverteilende und lichtdämpfende Charakter des Materials wirkt sich besonders vorteilhaft aus – in vielen Farben glatt und gewellt

FILON stabil dabei von großer Elastizität – schlagfest und bruchsicher – Tragfähigkeit bis 700 kg/m² nach SPL – gewährleistet durch Nylon- und Glasfaserverstärkung – wetterfest und korrosionsbeständig

FILON BAUPLATTEN für Haus und Heim – für die Industrie – für Handel und Werbung

FILON Ober- und Seitenlichter – Überdachungen – Trennwände – Vordächer – Balkonbrüstungen – Ausstellungswände

FILON für viele andere Verwendungszwecke

FILON lieferbar in Wellungen und Breiten entsprechend den Wellblech- und Wellasbestzement-Platten – Längen bis ca. 10 m

Unser techn. Beratungsdienst steht Ihnen zur Verfügung.

AKTIENGESellschaft FÜR ZINK-INDUSTRIE
vormals Wilhelm Grillo

DUISBURG-HAMBORN, WESELER STRASSE 1/2
Postfach 109 – Telefon 5 43 21



STELLENANGEBOTE**Indien****Tüchtiger Bau-Ingenieur**

mit großer praktischer Erfahrung für Baustellentätigkeit im Tunnel- und Dammbau von großer indischer Baufirma **gesucht**. Engl. Sprachkenntnisse erwünscht. Bewerbungen mit den üblichen Unterlagen erbeten unter „Der Bauingenieur 284“ an die Anzeigenabteilung des Springer-Verlages, Berlin W 35, Reichpietsch-ufer 20.

Wir suchen zum baldigen Eintritt einen **überdurchschnittlich begabten**

Diplom-Ingenieur

mit großen Erfahrungen auf dem Gebiet des Tief- und Wasserbaues. Derselbe muß gewandt verhandeln können und soll nach Möglichkeit über gute Beziehungen zu Tief- und Wasserbaubehörden im norddeutschen Raum verfügen.

Er muß Erfahrungen in der Leitung großer Tiefbaustellen besitzen und das Gebiet der Preisberechnung völlig beherrschen.

Alter etwa zwischen 40 und 45 Jahren.

Wir bieten einem Bewerber mit obigen Fähigkeiten nach Einarbeitung und Bewährung in absehbarer Zeit die Leitung unserer Tiefbauabteilung.

Bewerbungen mit ausführlichem Lebenslauf, Lichtbild, Zeugnisabschriften und Angaben von Gehaltsansprüchen sind zu richten an:

Dyckerhoff & Widmann / Kommanditgesellschaft
Niederlassung Hamburg / Hamburg 1, Speersort 6

Für sofort oder später wird für das **Bauvorhaben**
Staufstufe Geesthacht/Elbe

1 Diplom-Ingenieur

mit besonderen Kenntnissen in der Statik, im Stahlwasserbau und Stahlbau gesucht.

Vergütung erfolgt nach TO. A II, Ortsklasse S, Dienstort Geesthacht.

Beschäftigungsdauer etwa 3—4 Jahre.

Bewerbungen unter Beifügung eines Lebenslaufes und Lichtbildes sowie von Zeugnisabschriften sind zu richten an

WASSER- UND SCHIFFFAHRTSDIREKTION
Hamburg 4, Bernhard-Nocht-Straße 78

Die Stadtverwaltung Düsseldorf sucht für das Straßen- und Brückenbauamt zum sofortigen Eintritt einen jüngeren

Ingenieur

als Bauleiter für Beton- und Stahlbetonarbeiten.

Die Einstellung erfolgt nach Vergütung Gr. V a TO. A.

Bewerbungen sind mit den üblichen Unterlagen bis zum 31. 12. 1956 an das Personalamt der Stadt Düsseldorf zu richten.

Für Entwurf und Bauausführung der **Mittelweser-Staufstufe Landesbergen** werden ab sofort

mehrere

Bauingenieure der Fachrichtung Tiefbau

sowie

1 bautechnischer Zeichner

gesucht.

Vergütung nach TO.A entsprechend Berufserfahrung. Schriftliche Bewerbungen mit handgeschriebenem Lebenslauf, Lichtbild und Zeugnisabschriften unter Angabe des frühesten Antrittstermines erbeten an

Wasser- u. Schiffsamt Hoya, Neubaubteilung Nienburg
Nienburg-Weser, Friedrichstr. 26



Warten Sie nicht bis morgen

Warten Sie nicht, bis Sie Ihr Geld zum Finanzamt bringen müssen. Durch BDV-Bausparen sichern Sie sich noch rückwirkend für dieses Jahr eine beachtliche Steuerermäßigung oder die Wohnungsbau-Prämie bis zu 400 Mark. Jeder BDV-Bausparer erhält ein billiges unkündbares Darlehen.

Wir finanzieren Neubau, Kauf, Umbau, Wiederaufbau, Instandsetzung — auch mit gewerbl. Anteil — sowie die Ablösung von Hypotheken.

BDV-Bausparen das schafft jeder. Verlangen Sie gleich mit einer Postkarte unsere kostenlosen Beratungsschriften.

BAUSPARKASSE
der deutschen Volksbanken AG.
SCHWÄBISCH HALL

Beratung durch alle Volksbanken, viele Spar- und Dahrlehenskassen sowie Raiffeisenkassen und durch die Mitarbeiter unseres Außendienstes.

Streckmetall

für Gitter und Beläge

für Bauzwecke

als Putzträger und Betoneinlage

**SCHÜCHTERMANN & KREMER-BAUM**

Aktiengesellschaft für Aufbereitung

DORTMUND • Telefon Sa.-Nr. 30651

Einmal gebrauchte, sehr gut erhaltene

Stahlspondwände

in den Fabriken „Dortmunder Union 3“ und „Hoesch 3“ in den Längen von 3 bis 8 m laufend und preisgünstig abzugeben.

F. & A. JEHLE oHG., Rastatt-Hügelsheim / Baden
Fernsprecher: Rastatt 2177

Inhalt

Abkürzungen

HA	Es bedeuten:	Bb	Buchbesprechungen
KTB	Hauptaufsätze	Neu	Neuerscheinungen
V	Kurze Technische Berichte	P	Personalnachrichten und Gedenktage
	Verschiedene Mitteilungen	MI	Mitteilungen aus der Industrie

Verzeichnis der Verfasser

	Seite		Seite		Seite
Aichinger, H., Dr.-Ing., Dortmund: Über einige Erweiterungen der Theorie des steifknotigen Faltwerkes mit prismatischen, schmalen Einzelscheiben. (Schluß) HA	216	Bock, H., Dipl.-Ing. Rheinhausen: Stahlskelettkonstruktion für die amerikanischen Konsulate in Düsseldorf und Bremen. HA ..	174	Fahnenbruck, F., Ing., Oberhausen-Sterkrade: Neue Werkshallen im Bergschädengebiet. HA	157
l'Allemand, F., Dr.-Ing.: Rascher Baufortschritt durch neuartigen Schalungsbau. KTB	74	Brüdern, P. und A. Becker, Hamburg: Verlegung eines Rohrbündels quer durch die Süderelbe. HA	433	Falk, S., Dr.-Ing., Braunschweig: Die Knickbiegung ebener Rahmen. KTB	305
—, Die Rohrleitung Le Havre—Paris. KTB	111	Bunnies, E., Baudirektor a. D., Dipl.-Ing., Hamburg: A. Agatz 65 Jahre alt. V	312	Fickert, E., Reg.-Baurat, Hamburg, und Dr.-Ing. L. Müller, Salzburg: Sicherung einer absturzdrohenden Felswand. HA	374
—, Stahlverkleidung für alte Betonstaumauern. KTB	351	—, Das dritte Petroleumhafen-Becken der Compagnie Industrielle Maritime in Le Havre. KTB	460	Fischer, K., Dipl.-Ing., Wien: Zur Berechnung der Setzungen von Fundamenten in der Form einer kreisförmigen Ringfläche. HA	257
—, Dreiländer-Holztagung 1956 in Baden-Baden. KTB	457	Bürnheim, H., Dr.-Ing., München: Dynamische Beanspruchung von Eisenbahnbrücken. KTB	180	—, Zur Berechnung der Schiefstellung von Fundamenten in der Form einer kreisförmigen Ringfläche bei ausmittiger Belastung. HA	342
Bachus, E., Dr.-Ing., Frankfurt/M.-Nied.: Bau eines Fangedammes im Niagara-Fluß. KTB ...	28	—, Photogrammetrische Messung von Verformungen an Bauwerken. KTB	259	Frank, J., Obering., Erlangen: Hydraulische Untersuchungen für das Tiroler Wehr. HA	96
—, Senkkastengründung mittels künstlicher Sandinseln. KTB ..	150	—, Kathodischer Schutz von unter Wasser liegenden Stahlbauwerken. KTB	268	—, Die neuen Wasserkraftwerke der SADE an der Cellina. KTB	190
—, Gründungen bei Hochhäusern. KTB	187	Carp, H., Dr.-Ing., Essen: Eine neuartige Muffenverbindung für Stahlbeton-Druckrohre. HA	49	—, Berichtigung zu dem Aufsatz: Hydraulische Untersuchungen für das Tiroler Wehr. Bauingenieur 31 (1956) S. 99. V	236
—, Der Hampton-Straßentunnel. KTB	230	Christel, E., Dr.-Ing. Frankfurt/M.: Druckluftschleuse hoher Leistung für Materialbeförderung. KTB	136	—, Die Wasserkraftanlage Lana, Südtirol. KTB	344
—, Das Bersimis-Kraftwerk der „Hydro-Quebec“. KTB	262	Deininger, K., Prof. Dr.-Ing., Stuttgart: Neuartige Konstruktionen von freitragenden hölzernen Lehrgerüsten für gewölbte Brücken. HA	69	Franke, P., Privatdozent, Dr.-Ing., Obering., München: Berechnung des Schwingungsverlaufes in Wasserschloßern. HA	93
—, Der Ausbau der Wasserkraft des St.-Lorenz-Stromes. KTB	346	Drees, G., Dipl.-Ing. Aachen: Bau eines Wohnhochhaus-Blocks mit Hilfe von raupenfahrbaren Kranen. KTB	31	—, W., Dr.-Ing., Bad Homburg: Die Entwicklung des Schaufelradbaggers in Amerika. HA ..	81
—, Nachtrag zu zwei KTB, Bauingenieur 31 (1956) S. 187 und 225. V	395	—, Der erste deutsche vollhydraulische Universalbagger. HA	128	Franz, G., Prof. Dr.-Ing., Karlsruhe: Erdbebensichere Park-Garage in San Francisco. KTB	78
—, Die kanadischen Niagara-Wasserkraftwerk Sir Adam Beck 1 und 2. KTB	349	—, Die modernen Geräte der Großbaustelle. KTB	137	—, Längste Straßenbrücke in den USA. KTB	143
—, Zerstörung und Wiederaufbau einer Ufermauer im Riddham-Hafen. KTB	423	—, und Dipl.-Ing. W. Herding, Aachen: Neue Untersuchungen und Erkenntnisse im gleislosen Erdbau. HA	117	Garbotz, G., Prof., Aachen: Der größte Löffelbagger der Welt. KTB	228
Bay, H., Dr.-Ing., Frankfurt/M.: Prof. Dr.-Ing. K. Deininger 60 Jahre alt. V	154	Dürbeck, A., Berlin-Konradshöhe: Eigenartige Aussteifung einer Stahlskelettkonstruktion gegen Erdbebenkräfte. KTB ...	27	—, T. von Rothe 75 Jahre alt. V	427
—, Lehrgerüstlose vorgespannte Balkenbrücken. HA	412	—, Berichtigung zu dem KTB Bauingenieur 30 (1955) S. 339. V ..	80	Grüning, G., Prof. Dr.-Ing., Dresden: Die Beanspruchung betonummantelter Stahlstützen. KTB	349
Bätge, H., Baurat Dipl.-Ing., Hamburg: Brückenbau in Abhängigkeit vom Eisenbahnbetrieb. HA	397	Eisenmann, J., Dipl.-Ing., München: Iterationsweise Berechnung von längsverschieblichen Stockwerkrahmen. HA ..	61	Hartung, F., Prof. Dr.-Ing., München: Eindrücke vom Tal-sperrenbau in Algerien. HA ..	245
Beck, H., Dr.-Ing., Frankfurt/M.: Ein neues Berechnungsverfahren für gegliederte Scheiben, dargestellt am Beispiel des Vierendeelträgers. HA	436	Hebberling, H., Dipl.-Ing., Unterschondorf am Ammersee: Kathodischer und passivierender Rostschutz. HA	372		
Becker, A. und P. Brüdern, Hamburg: Verlegung eines Rohrbündels quer durch die Süderelbe. HA	433				
Berr, O., Ministerialrat, und Landesbaurat R. Marx, Düsseldorf: Überbrückung einer zweigleisigen Bundesbahnstrecke durch eine vorgespannte schiefe Platte (34°). HA	361				

	Seite		Seite		Seite
Herding, W., Dipl.-Ing., und Dipl.-Ing. G. Drees, Aachen: Neue Untersuchungen und Er- kenntnisse im gleislosen Erdbau. HA 117	117	Kuhn, R., Dr.-Ing., München: Die Gründung des Kraftwerkes der Staustufe Jochenstein. HA 197	197	Neuber, H., Dr.-Ing., Berlin: Gründung von Brückenpfählen mit großen Brunnen. KTB 355	355
Hetzl, K., Prof. Dr.-Ing., Mün- chen: Prof. K. Flierl 70 Jahre alt. V 312	312	Kühne, Frankfurt/M.: Bernhard Siebert †. V. 467	467	Neumüller, M., Dipl.-Ing., Töging/Inn: Die beiden Funda- mentalsätze der Hydrodynamik — Energiesatz und Impulssatz — in Theorie und Praxis. HA .. 330	330
Hille, B., Dipl.-Ing., Aachen: Baumaschinen in Hannover. HA 292	292	Kühnel, R., Dr., Minden/W.: E. H. Schulz 70 Jahre alt. V .. 116	116	Oettel, R., Dr.-Ing., Grefrath ü. Frechen: Berechnung der Brun- nenrohre für 300 m tiefe Ab- senkbrunnen im Braunkohlen- tagebau. HA 209	209
Hirai, A., Prof. Dr., Tokyo, über- setzt von Dr.-Ing. A. Hoy- den, Heilbronn: Aerodynami- sche Stabilität von Hängebrücken unter Windbelastung. HA 402	402	Latzin, K., Dipl.-Ing., Rhein- hausen: Zusammenbruch eines großen geschweißten Ölbehäl- ters. KTB 33	33	Ohlemutz, A., Bundesbahnrat, Frankfurt/M.: Eine neue Spann- betonbrücke der französischen Staatsbahnen. KTB 231	231
Hirschfeld, K., Prof. Dr.-Ing., Aachen: G. Garbotz 65 Jahre alt. V 270	270	Lewicki, E., Prof., Dresden: Der 5. Internationale Talsperren- kongreß in Paris 31. 5. bis 5. 6. 1956. V 428	428	—, Betrachtungen über die Techno- logie von Massenbeton. KTB .. 383	383
—, Spannungsoptische Untersuchung für den Dammkörper der Rur- talsperre Schwammenauel in- folge der Erhöhung durch den II. Ausbau. HA 334	334	Macrander, K., Obering., Wil- helmshaven: Selbstfahrender 100 t-Schwimmkran. HA 124	124	Ohlig, R., Dr.-Ing., Wiesbaden: Massivhallenbauten. HA 55	55
—, Nachtrag zum Aufsatz Bau- ingenieur 31 (1956) S. 334. V .. 467	467	Marnitz, Fr. v., Baurat, Frank- furt/M.: Selbstfahrende Sauge- bagger mit Laderäumen. HA .. 321	321	Oravas, G., Dr. phil., Venezu- ela: Beitrag zur Berechnung des Kreisringes auf elastischer Unter- lage. HA 177	177
Hoppe, C. J., Dr.-Ing., Bonn: Das Projekt einer Brücke über den Kalmarsund. KTB 260	260	Marx, R., Landesbaurat, und Mi- nisterialrat O. Berr: Über- brückung einer zweigleisigen Bundesbahnstrecke durch eine vorgespannte schiefe Platte (34°). HA 361	361	Orth, F., Dr.-Ing., Berlin: Eine neue große Seeschleuse in Ant- werpen (Belgien). KTB 112	112
Hoyden, A., Dr.-Ing., Heilbronn. Original von Prof. Dr. A. Hi- rai, Tokyo: Aerodynamische Stabilität von Hängebrücken un- ter Windbelastung. HA 402	402	Mehmel, A., Prof. Dr.-Ing., Darmstadt: K. Kammüller 70 Jahre alt. V 38	38	—, Über den Ausbau des Einzugs- gebietes des Missouri (USA). KTB 228	228
Hutchison, I., B.Sc., A.M.I. C.E., M.I.E., Sudan Irrigation Department: Bewässerung des Guneid-Gebietes. HA 21	21	—, Gedanken des italienischen In- genieurs Nervi über den Stahl- betonbau. KTB 75	75	—, Nachgiebige Fender im Hafen von New York. KTB 385	385
Ihlenburg, W., Dr. phil., Frankfurt/M.: Einschwimmen einer Spannbetonbrücke. KTB . 77	77	—, Prof. Dr.-Ing. K. Gaede 70 Jahre alt. V 312	312	Peschges, Hamburg: Baudirek- tor Hermann Wedekind †. V .. 394	394
—, Spannbetonbrücken in USA. KTB 149	149	—, Ein Beitrag zur Frage der hori- zontalen Wanddrücke bei der Leerung von engräumigen Silos. HA 377	377	Pfaue, F., Oberreg.-Baurat, Han- nover: Unmittelbar befahrene Brückenfahrplanplatten aus Be- ton. HA 1	1
—, Einsturz eines Getreidesilos. KTB 152	152	Menges, G., Dr.-Ing., Stuttgart: Niedertemperaturentspannen von Schweißnähten an Druckrohren. KTB 263	263	Pflüger, A., Prof. Dr.-Ing., Han- nover: E. Doeinck 70 Jahre alt. V 467	467
—, Stahlrippenkuppel in Atlanta, USA. KTB 233	233	—, Die Sakuma-Stauanlage in Ja- pan. KTB 461	461	Pöschl †, Th., Prof. Dr., Karls- ruhe: Spannungen in unter- irdisch gelagerten Großtanks in- folge Verkehrslasten. HA 16	16
Jaeger, Th., Dipl.-Ing., Rostock: Plastizierung von Trägern bei Biegung mit Querkraft. KTB 265	265	Merkle, G., Dr.-Ing., Düssel- dorf: Stahlbeton - Wohnhaus 39 Geschosse hoch. KTB 227	227	Press, H., Prof. Dr.-Ing., Berlin: Prof. Dr. jur. Wüsthoff 70 Jahre. V 235	235
—, Grundzüge der Tragberechnung. HA 273	273	Mink, K., Ing., Dortmund: Dimensionierung von Biege- trägern. HA 172	172	Roth, H., Gustavsborg: Zum 100. Geburtstag von Max Carstanjen. V 393	393
—, Über Auswahl und Einbringen von Schwerbetonmischungen für biologische Schutzanlagen für Kernreaktoren. KTB 307	307	Misch, Wiesbaden: 75 Jahre Grün & Bilfinger AG. V 39	39	Sattler, K., Prof. Dr.-Ing., Ber- lin: Beitrag zur Berechnung von Spannbeton-Konstruktionen. HA 444	444
—, Fundament, Einspannung des Graphitaufbaues, Schutzanlage, Kühlsystem und Kanal des BNL- Forschungsreaktors. KTB 386	386	Mudrak, W., Prof. Dr. techn., Graz: Zur Randbedingung bei Scheibenlösungen mit Differen- zen. HA 20	20	Schaffran, E., Prof., Wien: Wesen und Bedeutung des per- spektographischen Schaubildes. HA 222	222
—, Versuche mit Intrusion-Prepakt- Schwerbeton. KTB 421	421	Muhs, H., Dr.-Ing., Berlin: Set- zungsmessungen an sechs auf Ton gegründeten Bauwerken. KTB 225	225	Schleicher, F., Prof. Dr.-Ing., Dortmund: Dr.-Ing. E. h. Eugen Ernst. V 38	38
Jerger, E., Ing., Berlin-Britz: Durchbiegung konischer Stahl- rohrmaste. HA 135	135	Müller, L., Dr.-Ing., Salzburg, und Reg.-Baurat E. Fickert, Harburg: Sicherung einer ab- sturzdrohenden Felswand. HA 374	374	—, Dr.-Ing. Alfred Kollmar. V .. 154	154
John, K., Dipl.-Ing., München: Neue Erkenntnisse der Felsbau- Statik. V 394	394	—, — Main, O., Dipl.-Ing., Bau- rat i.R., Saarbrücken: Begriffs- verwirrung auf dem Stahlbeton- Sektor? HA 340	340	—, Messungen an Drahtseilen KTB 185	185
Kammüller, K., Prof. Dr.-Ing., Karlsruhe: Spannungsbemessung im Beton und Stahlbeton. HA 47	47	Naudascher, E., Dipl.-Ing., Karlsruhe: Berechnung der Was- erspiegellage in gegliederten Kanalquerschnitten. HA 24	24	—, Große Schweißtechnische Tagung des DSV. vom 18. bis 30. Juni 1956. V 313	313
Knies, H. M., Oberreg.-Baurat, Duisburg-Meiderich: Rhein- sohlen-Erosion und Bergbau in der Mündungstrecke des Rhein- Herne-Kanals. HA 327	327	Nebelung, Prof. Dr.-Ing., Aachen: Wilhelm Müller †. V 155	155	—, Verfahrenstechnik. V 467	467
Kosack, W., Baurat, Dipl.-Ing., Aachen-Essen: Bauen mit groß- formatigen Bauelementen. HA 67	67			Schmid, W., Dr.-Ing., Baden b. Wien: Über das Anspannen hochfester Schrauben. KTB 183	183
				—, Schlupfverhalten von Stößen mit hochfesten Schrauben. KTB 352	352
				Schmitz, H., Münster/W.: Karl Hilfer †. V 236	236

	Seite
Schultze, E., Prof. Dr.-Ing., Aachen: Hermann Proetel 80 Jahre alt. V	393
Schwanda, F., Dipl.-Ing., Wien: Der Bestwert der Kornzusammensetzung von Betonzuschlagstoffen. HA	41
Seegers, K. H., Dr.-Ing., Hamburg: Stählerne Kuppel für einen Ausstellungsraum. KTB	355
Siemonsen, F., Mannheim: Direktor Emil Koch †. V	427
Sievers, H., Dr.-Ing., Duisburg: Über den Spannungszustand im Bereich der Ankerplatten von Spanngliedern vorgespannter Stahlbeton-Konstruktionen. HA	134
Sonntag, G., Dr.-Ing. habil., München: Theoretische und spannungsoptische Untersuchung einer Tunnelröhre, die durch in ihrer Längsrichtung verlaufende Zerrüttungszonen belastet ist. HA	408
Strunz, R., Baurat a. D., und Dipl.-Ing. H. Sulzer: Der Abbruch des Horremer Tunnels mit einer modernen Transportbandanlage. HA	130
Sulzer, H., Dipl.-Ing., und Baurat a. D. R. Strunz: Der Abbruch des Horremer Tunnels mit einer modernen Transportbandanlage. HA	130
Swida, W., Dr.-Ing. habil., Karlsruhe: Über die innere Anpres-	

sung bei Vorspannung mit Verbund und bei Stahlsaitenbeton. HA	52
Tölke, F., Prof. Dr.-Ing., Stuttgart: Die Stauanlage Bin el Ouidane in Marokko. KTB	108
Trenks, K., Dr.-Ing., Hagen/W.: Der unendlich lange Balken auf elastisch senk- und drehbaren Stützen. HA	237
Troche, A., Prof. Dr.-Ing., Hannover: Fehlschläge bei Holzkonstruktionen. KTB	35
Wegmann, H., Dipl.-Ing., München: Beitrag zur Wasserschoßberechnung. HA	91
Weil, Dr.-Ing., Stuttgart: O. Graf †. V	394
Weiß, E., Abt.-Präsident a. D., Dipl.-Ing., Berlin-Lichterfelde: Die sieben Weltwunder der USA. KTB	140
—, Schwierige Flußkreuzung durch eine große Wasserleitung. KTB	269
—, Neuartige Schalung für Pfeiler. KTB	357
—, Historische Hängebrücke in Wheeling, West-Virginia. KTB	459
—, W., Dr.-Ing., Freeport/N. Y., USA: Der Neubau des Socony Mobil Building in New York. HA	167
Wigand, V., Reg.-Bauassessor, Kiel: Vom Bau der neuen Stau-mauer Cancano II die Fraële. HA	213

	Seite
Wickert, G., Dr.-Ing., Dortmund: Das McNary-Projekt. KTB	29
—, Untersuchungen über den Gültigkeitsbereich des Darcy'schen Gesetzes und den Beginn von Turbulenz in einer Sickerströmung. KTB	32
—, Folgerungen aus der Hydraulik der Tiefschütze. HA	101
—, Der Erddamm Serre-Ponçon in der Durance. KTB	145
—, Bewässerungs- und Wasserkraftprojekte in Israel. KTB	192
—, Zuschriften dazu. V	313
—, Besichtigungsreise zu südfranzösischen Wasserkraftanlagen. HA	298
—, Neuartige Energieumwandlung bei großen Fallhöhen durch die Doppelsprung-Schanze. KTB ..	380
—, Einzelheiten von der McNary-Wasserkraftanlage. KTB	381
Worch, G., Prof. Dr.-Ing., München: Die allgemeine Sehnformel. HA	373
Zakis, K. A., Dipl.-Ing., Heidelberg: Neues über das Hubplattenverfahren. KTB	147
Zendler, K., Ludwigshafen: Camill Santo 65 Jahre alt. V	195
Zweck, H., Oberreg.-Baurat, Dr.-Ing., Karlsruhe: Setzungsberechnungen von Sanddrainagen. KTB ..	114
—, Sicherung von Ufermauern durch unverankerte Spundwände. HA ..	205

Stichwortverzeichnis

(Im Stichwortverzeichnis sind die Titel der einzelnen Aufsätze nur abgekürzt wiedergegeben)

	Seite
Abbruch. — des Horremer Tunnels. H. Sulzer und R. Strunz. HA	130
Absenkbrennen. Brunnenrohre für —. R. Oettel. HA ..	209
Abwässerreinigung. Die sieben Weltwunder der USA. E. Weiß. KTB	140
Aerodynamische Stabilität. Stabilität von Hängebrücken. A. Hirai. Übersetzt A. Hoyden. HA	402
Aluminium, s. auch Leichtmetall.	
Anhängerschürfwagen. Gleisloser Erdbau. G. Drees und W. Herding. HA	117
Ankerplatte. Vorgespannte Stahlbetonkonstruktionen. H. Sievers. HA	134
Anstrich. Kathodischer und passivierender Rostschutz. H. Heberling. HA	372
Auffbereitungsanlage. Geräte der Großbaustelle. G. Drees. KTB	137
Autobahn. Perspektographische Schaubilder. E. Schaffran. HA ..	222
Bagger. Bewässerung des Gu-neid-Gebietes. I. Hutchison. HA ..	21
—, Schaufelrad—. W. Franke. HA ..	81
—, Vollhydraulische Universal—. G. Drees. HA	128

	Seite
Bagger. Bewässerungs- und Wasserkraftprojekte in Israel. G. Wickert. KTB	192
—, Der größte Löffel— der Welt. G. Garbotz. KTB	228
—, Baumaschinen in Hannover. B. Hille. HA	292
—, Selbstfahrende Sauge—. Fr. v. Marnitz. HA	321
—, s. auch Baumaschinen.	
Balken. — auf elastischen Stützen. K. Trenks. HA	237
Balkenbrücken. Lehrgerüstlose vorgespannte —. H. Bay. HA	412
Bauelemente. Großformatige —. W. Kosack. HA	67
Baumaschinen. Süddeutsche —ausstellung in München. V ..	80
—, Schaufelradbagger. W. Franke. HA	81
—, Gleisloser Erdbau. G. Drees und W. Herding. HA	117
—, Vollhydraulische Universalbagger. G. Drees. HA	128
—, Druckluftschleuse. E. Christel. KTB	136
—, Geräte der Großbaustelle. G. Drees. KTB	137
—, Anspannen hochfester Schrauben. W. Schmid. KTB	183
—, Der größte Löffelbagger der Welt. G. Garbotz. KTB	228
—, — in Hannover. B. Hille. HA ..	292

	Seite
Baumaschinen, s. auch Bagger, Kabelkrane und Krane.	
Baustellen. Brückenfahrbahnplatten aus Beton. F. Pfaue. HA ..	1
—, Bau eines Wohnhochhaus-Blocks mit Hilfe von raupenfahrbaren Kranen. G. Drees. KTB	31
—, Großformatige Bauelemente. W. Kosack. HA	67
—, Stauanlage Bin el Ouidane. F. Tölke. KTB	108
—, Rohrleitung Le Havre—Paris. F. l'Allemand. KTB	111
—, Abbruch des Horremer Tunnels. H. Sulzer und R. Strunz. HA ..	130
—, Geräte der Groß—. G. Drees. KTB	137
—, Stauanlage Cancano II de Fraële. V. Wigand. HA	213
—, Hampton-Straßentunnel. E. Bachus. KTB	230
—, Flußkreuzung durch eine große Wasserleitung. E. Weiß. KTB ..	269
—, Technologie von Massenbeton. A. Ohlemutz. KTB	383
—, Brückenbau in Abhängigkeit vom Eisenbahnbetrieb. H. Bätge. HA ..	397
—, Lehrgerüstlose vorgespannte Balkenbrücken. H. Bay. HA ..	412
—, Ufermauer im Ridham-Hafen. E. Bachus. KTB	423
—, Verlegung eines Rohrbündels. A. Becker und P. Brüdern. HA ..	433

	Seite		Seite		Seite
Bauvorgang. Spannbetonbrücke der französischen Staatsbahnen. A. Ohlemutz. KTB	231	Brand. Beanspruchung betonummantelter Stahlstützen. G. Grüning. KTB	349	Eisenbahnbrücken. Brückenbau in Abhängigkeit vom Eisenbahnbetrieb. H. Bätge. HA	397
Bauwunder. Die sieben Weltwunder der USA. E. Weiß. KTB	140	Braunkohlentagebau. Brunnenrohre für Absenkbrunnen. R. Oettel. HA	209	—, Dynamische Beanspruchung. H. Bürnheim. KTB	180
Behälter. Zusammenbruch eines großen geschweißten Öl-s. K. Latzin. KTB	33	Brunnen. Gründung von Brückenpfeilern. H. Neubert. KTB	355	—, Spannbetonbrücke der französischen Staatsbahnen. A. Ohlemutz. KTB	231
Bergbau. Rhein-Herne-Kanal. H. M. Knieß. HA	327	Brunnenrohre. — für Absenkbrunnen. R. Oettel. HA	209	Elastische Stützen. Balken auf —. K. Trenks. HA	237
Bergschäden. Werkshallen im —gebiet. F. Fahnenbruck. HA	157	Brückenbau. — in Abhängigkeit vom Eisenbahnbetrieb. H. Bätge. HA	397	Elastische Unterlage. Kreisring auf —. G. Oravas. HA	177
Berichtigung zu dem KTB A. Dürbeck, Bauingenieur 30 (1955) S. 339. V	80	Caissongründung. Gründungen bei Hochhäusern. E. Bachus. KTB	187	Elastizitätsmodul. Messungen an Drahtseilen. F. Schleicher. KTB	185
—, zu dem Aufsatz J. Eisenmann, Bauingenieur 31 (1956) S. 61. V	156	Darcysches Gesetz. Gültigkeitsbereich des —es. G. Wickert. KTB	32	Elastizitätstheorie. Setzung von Fundamenten. K. Fischer. HA	257
—, zu dem Aufsatz J. Frank, Bauingenieur 31 (1956) S. 99. V ..	236	Dichtungen. Der Erddamm Serre-Ponçon. G. Wickert. KTB	145	—, Schiefstellung von Fundamenten. K. Fischer. HA	342
Beton. Brückenfahrbahnplatten aus —. F. Pfaue. HA	1	—, Talsperrenkongreß. E. Lewicki. V	428	Energiesatz. Fundamentalsätze der Hydrodynamik. M. Neumüller. HA	331
—, Spannungsmessung im — und Stahl—. K. Kammüller. HA ..	47	—, Sakuma-Stauanlage. G. Menges. KTB	461	Entwässerung. Kraftwerk Jochenstein. R. Kuhn. HA	197
—, Seeschleuse in Antwerpen. F. Orth. KTB	112	Differenzen. Zur Randbedingung bei Scheibenlösungen mit —. W. Mudrak. HA	20	Erdbau. Bewässerung des Guneid-Gebietes. I. Hutchison. HA	21
—, Schutzanlagen für Kernreaktoren. Th. Jaeger. KTB	307	Dimensionierung. — von Biegeträgern. K. Mink. HA ..	172	—, Schaufelradbagger. W. Franke. HA	81
—, Stahlverkleidung für alte —stauauern. F. l'Allemand. KTB ..	351	Dokumentation. — der gesamten Technik. V	39	—, Setzungsrechnungen von Sanddrainagen. H. Zweck. KTB	114
—, Talsperrenkongreß. E. Lewicki. V	428	Doppelsprungschanze. Energieumwandlung bei großen Fallhöhen. G. Wickert. KTB ..	380	—, Gleisloser —. G. Drees und W. Herding. HA	117
—, Sakuma-Stauanlage. G. Menges. KTB	461	Drahtseile. Messungen an —n. F. Schleicher. KTB	185	—, Abbruch des Horremer Tunnels. H. Sulzer und R. Strunz. HA ..	130
Betonaufbereitung. Geräte der Großbaustelle. G. Drees. KTB	137	Druckluft. —schleuse. E. Christel. KTB	136	—, Geräte der Großbaustelle. G. Drees. KTB	137
Betonbau. Rascher Baufortschritt durch neuartigen Schalungsbau. F. l'Allemand. KTB	74	Druckrohrleitungen. Niedertemperaturentspannen von Schweißnähten an Druckrohren. G. Menges. KTB	263	—, Baumaschinen in Hannover. B. Hille. HA	292
—, Kraftwerk Jochenstein. R. Kuhn. HA	197	—, Wasserkraftanlage Lana. J. Frank. KTB	344	Erdbeben. Aussteifung einer Stahlskelettkonstruktion gegen Erdbebenkräfte. A. Dürbeck. KTB	27
Betonfabrik. Stauanlage Bin el Ouidane. F. Tölke. KTB ..	108	Druckrohre. Stahlbeton—. H. Carp. HA	49	—, sichere Park-Garage in San Francisco. G. Franz. KTB	79
—, Stauauern Cancano II de Frañe. V. Wigand. HA	213	Druckstollen. Sakuma-Stauanlage. G. Menges. KTB	461	Erddämme. Talsperrenbau in Algerien. F. Hartung. HA	245
—, Sakuma-Stauanlage. G. Menges. KTB	461	Durchbiegung. Stahlrohrmaste. E. Jerger. HA	135	Erddruck. Sicherung von Ufermauern. H. Zweck. HA	205
Betonstraßen. Brückenfahrbahnplatten aus Beton. F. Pfaue. HA	1	Durchlässigkeit. Brückenfahrbahnplatten aus Beton. F. Pfaue. HA	1	—, Wandraücke von engräumigen Silos. A. Mehmel. HA	377
Betonummantelung. Beanspruchung betonummantelter Stahlstützen. G. Grüning. KTB ..	349	—, Der Erddamm Serre-Ponçon. G. Wickert. KTB	145	Erddverdichtung. Baumaschinen in Hannover. B. Hille. HA ..	292
Betonzuschlagstoffe. Kornzusammensetzung von —n. F. Schwanda. HA	43	Dynamische Beanspruchung. —. H. Bürnheim. KTB	180	Fahrbahnplatten. Brücken— aus Beton. F. Pfaue. HA	1
Beulfestigkeit. Brunnenrohre für Absenkbrunnen. R. Oettel. HA	209	Einflußlinien. Balken auf elastischen Stützen. K. Trenks. HA	237	—, Rascher Baufortschritt durch neuartigen Schalungsbau. F. l'Allemand. KTB	74
Bewässerung. — des Guneid-Gebietes. I. Hutchison. HA ..	21	Einschwimmen. — einer Spannbetonbrücke. W. Ihlenburg. KTB	77	—, Überbrückung durch eine vorgespannte schiefe Platte. O. Berr und R. Marx. HA	361
—, —s- und Wasserkraftprojekte in Israel. G. Wickert. KTB	192	—, Lehrgerüstlose vorgespannte Balkenbrücken. H. Bay. HA ..	412	Faltwerke. Theorie des steifknotigen —s. H. Aichinger. HA ..	216
Biegeträger. Dimensionierung von —n. K. Mink. HA	172	Einspielberechnung. Grundzüge der Tragberechnung. Th. Jaeger. HA	273	Fangedämme. Bau eines —s im Niagara-Fluß. E. Bachus. KTB	28
Biegung. Plastizierung von Trägern. Th. Jaeger. KTB	265	Einsturz. — eines Getreidesilos. W. Ihlenburg. KTB	152	—, Wasserkraft des St.-Lorenz-Stromes. E. Bachus. KTB	346
—, Grundzüge der Tragberechnung. Th. Jaeger. HA	273	Eisenbahnbetrieb. Brückenbau in Abhängigkeit vom —. H. Bätge. HA	397	Fassade. Socony Mobil Building in New York. W. Weiß. HA ..	167
Bodenvermörtelung. Baumaschinen in Hannover. B. Hille. HA	292			—, Stahlskelettkonstruktion in Düsseldorf und Bremen. H. Bock. HA ..	174
Bogenbrücken. Freitragende hölzerne Lehrgerüste. K. Deininger. HA	69			Felsarbeiten. Sicherung einer Felswand. E. Fickert und L. Müller. HA	374
Bohrpfähle. Brückenbau in Abhängigkeit vom Eisenbahnbetrieb. H. Bätge. HA	397				

	Seite		Seite		Seite
Fender. Nachgiebige —. F. Orth. KTB	385	Gründungen. Gründung von Brückenpfeilern. H. Neubert. KTB	355	Hydraulik. Tiefschutz. G. Wicket. HA	101
Festigkeitsberechnung. Spannungen in unterirdisch gelagerten Großtanks. Th. Pöschl. HA	16	—, Schalung für Pfeiler. E. Weiß. KTB	357	—, Der Erddamm Serre-Ponçon. G. Wicket. KTB	145
—, Innere Anpressung bei Vorspannung mit Verbund. W. Swida. HA	52	—, Brückenbau in Abhängigkeit vom Eisenbahnbetrieb. H. Bätge. HA	397	Hydrodynamik. Fundamentalsätze der —. M. Neumüller. HA	331
Festigkeitslehre. Kreisring auf elastischer Unterlage. H. Oravas. HA	177	—, Lehrgerüstlose vorgespannte Balkenbrücken. H. Bay. HA	412	Impulssatz. Fundamentalsätze der Hydrodynamik. M. Neumüller. HA	331
Fertigbalken. Spannbetonbrücken in USA. W. Ihlenburg. KTB	149	—, Ufermauer im Ridham-Hafen. E. Bachus. KTB	423	—, Injektion. Stauanlage Bin el Ouidane. F. Tölke. KTB	108
Filterwandrohr. Brunnenrohre für Absenkbrennen. R. Oettel. HA	209	—, Talsperrenkongreß. E. Lewicki. V	428	Iteration. Längsverschiebliche Stockwerkrahmen. J. Eisenmann. HA	61
Flächengründungen. DIN 4018, Entwurf, März 1956. V	271	Hafenbau. Selbstfahrende Saugebagger. Fr. v. Marnitz. HA	321	Intrusion-Prepakt-Verfahren. Schwerbeton. Th. Jaeger. KTB	421
Fließbedingungen. Plastizierung von Trägern. Th. Jaeger. KTB	265	Hallen. Massiv—bauten. R. Ohlig. HA	55	Jochenstein. Kraftwerk —. R. Kuhn. HA	197
Fließgelenk. Grundzüge der Tragberechnung. Th. Jaeger. HA	273	—, Gedanken des italienischen Ingenieurs Nervi über den Stahlbetonbau. A. Mehmel. KTB	75	Kabelkrane s. auch Baumaschinen	
Flußbau. Das McNary-Projekt. G. Wicket. KTB	29	—, Werks— im Bergschädengebiet. F. Fahrenbruck. HA	157	Kaimauern. Ufermauern im Ridham-Hafen. E. Bachus. KTB	423
Formänderung. Die allgemeine Sehnenformel. G. Worch. HA	373	—, Stahlrippenkuppel in Atlanta. W. Ihlenburg. KTB	233	Kalmarsund. Brücke über den —. C. J. Hoppe. KTB	260
Förderband. Schaufelradbagger. W. Franke. HA	81	—, Stählerne Kuppel für einen Ausstellungsraum. K. H. Seegers. KTB	355	Kanal. Wasserspiegellage in gegliederten —querschnitten. E. Naudascher. HA	24
Frostversuche. Technologie von Massenbeton. A. Ohlemutz. KTB	383	Häfen. Nachgiebige Fender. F. Orth. KTB	385	Kathodenschutz. Kathodischer Schutz. H. Bürnheim. KTB	268
Fugen. Kraftwerk Jochenstein. R. Kuhn. HA	197	—, Drittes Petroleumhafen-Becken der Compagnie Industrielle Maritime. E. Bunnies. KTB	460	—, Kathodischer und passivierender Rostschutz. H. Heberling. HA	372
Fugenausbildung. Rascher Baufortschritt durch neuartigen Schalungsbau. F. l'Allemand. KTB	74	Hängebrücken. Die sieben Weltwunder der USA. E. Weiß. KTB	140	Kavernen. Wasserkraftwerke an der Cellina. J. Frank. KTB	190
Fundamente. Gründungen bei Hochhäusern. E. Bachus. KTB ..	187	—, Senkkastengründung. E. Bachus. KTB	150	—, Das Bersimis-Kraftwerk der „Hydro-Quebec“. E. Bachus. KTB	262
—, Setzung von —n. K. Fischer. HA	257	—, Stabilität von —. A. Hirai. Übersetzt A. Hoyden. HA	402	—, Südfranzösische Wasserkraftanlagen. G. Wicket. HA	298
—, Schiefstellung von —n. K. Fischer. HA	342	—, Hängebrücke in Wheeling. E. Weiß. KTB	459	—, Wasserkraftanlage Lana. J. Frank. KTB	344
Garage. Erdbebensichere Park— in San Francisco. G. Franz. KTB ..	79	Hochbau. Großformatige Bauelemente. W. Kosack. HA	67	Kerntechnik. Fundament, Einspannung des Graphitaufbaus, Schutzanlage, Kühlsystem und Kanal des BNL-Forschungsreaktors. Th. Jaeger. KTB	386
Glühen. Niedertemperaturentspannen von Schweißnähten an Druckrohren. G. Menges. KTB ..	263	—, Hubplattenverfahren. K. A. Zakis. KTB	147	Knickbiegung. — ebener Rahmen. S. Falk. KTB	305
Gründungen. Setzungsberechnungen von Sanddrainagen. H. Zweck. KTB	114	—, Baumaschinen in Hannover. B. Hille. HA	292	Knotenpunktdrehwinkel. Längsverschiebliche Stockwerkrahmen. J. Eisenmann. HA	61
—, Druckluftschleuse. E. Christel. KTB	136	Hochfeste Schrauben. Anspannen —r —. W. Schmid. KTB	183	Kornzusammensetzung. — von Betonzuschlagstoffen. F. Schwanda. HA	43
—, Die sieben Weltwunder der USA. E. Weiß. KTB	140	—, Stöße mit —n —. W. Schmid. KTB	352	Krane. Bau eines Wohnhochhaus-Blocks mit Hilfe von raupenfahrbaren Kranen. G. Drees. KTB ..	31
—, Der Erddamm Serre-Ponçon. G. Wicket. KTB	145	Hochhäuser. Socony Mobil Building in New York. W. Weiß. HA	167	—, 100-t-Schwimmkran. K. Macrande. HA	124
—, Senkkastengründung. E. Bachus. KTB	150	—, Gründungen bei —n. E. Bachus. KTB	187	—, Baumaschinen in Hannover. B. Hille. HA	292
—, bei Hochhäusern. E. Bachus. KTB	187	—, Stahlbeton-Wohnhaus. G. Merkle. KTB	227	—, Drittes Petroleumhafen-Becken der Compagnie Industrielle Maritime. E. Bunnies. KTB	460
—, Kraftwerk Jochenstein. R. Kuhn. HA	197	Hochwasserentlastung. Energieumwandler bei großen Fallhöhen. G. Wicket. KTB ..	380	—, s. auch Baumaschinen	
—, Sicherung von Ufermauern. H. Zweck. HA	205	—, McNary-Wasserkraftanlage. G. Wicket. KTB	381	Kranwagen. Brückenbau in Abhängigkeit vom Eisenbahnbetrieb. H. Bätge. HA	397
—, Setzungsmessungen. H. Muhs. KTB	225	Holzbau. Fehlschläge bei Holzkonstruktionen. A. Troche. KTB ..	35	Kreisring. — auf elastischer Unterlage. G. Oravas. HA	177
—, Setzung von Fundamenten. K. Fischer. HA	257	—, Freitragende hölzerne Lehrgerüste. K. Deininger. HA	69	Kuppeln. Stählerne Kuppel für einen Ausstellungsraum. K. H. Seegers. KTB	355
—, DIN 4018, Entwurf, März 1956. V	271	Honpersauger. Selbstfahrende Saugebagger. Fr. v. Marnitz. HA	321	Lehrgerüste. Freitragende hölzerne —. K. Deininger. HA	69
—, Schiefstellung von Fundamenten. K. Fischer. HA	342	Hubplattenverfahren. —. K. A. Zakis. KTB	147	—, Lehrgerüstlose vorgespannte Balkenbrücken. H. Bay. HA	412
—, Wasserkraft des St.-Lorenz-Stromes. E. Bachus. KTB	346	Hydraulik. Wasserspiegellage in gegliederten Kanalquerschnitten. E. Naudascher. HA	24	Leichtmetall s. auch Aluminium	
		—, Gültigkeitsbereich des Darcy'schen Gesetzes. G. Wicket. KTB ..	32		
		—, Wasserschloßberechnung. H. Wegmann. HA	91		
		—, Schwingungsverlauf in Wasserschloßern. P. Franke. HA	93		
		—, Tiroler Wehr. J. Frank. HA	96		

	Seite		Seite		Seite
St.-Lorenz-Strom. Wasserkraft des —es. E. Bachus. KTB	346	Mitteilungen aus der Industrie. Altes Problem — neu gelöst. Wachsender Marktanteil der Kunststoff-Fußböden. MI	432	Planierreifenschlepper. Gleisloser Erdbau. G. Drees und W. Herding. HA	117
Löffelbagger. Der größte — der Welt. G. Garbotz. KTB	228	—, Der vielseitige Klebestreifen. MI	432	Plastizierung. — von Trägern. Th. Jaeger. KTB	265
Massenbeton. Geräte der Großbaustelle. G. Drees. KTB	137	—, Isolierung muß sein — aber womit isolieren? MI	432	Plastizität. Grundzüge der Tragberechnung. Th. Jaeger. HA	273
—, Technologie von —. A. Ohlemutz. KTB	383	—, Alpica-Arbeitsschutz. MI	468	Platten, schiefe. Überbrückung durch eine vorgespannte schiefe Platte. O. Berr und R. Marx. HA	361
McNary. —Wasserkraftanlage. G. Wickert. KTB	381	—, Anschlüsse aus Dachpappe. MI	468	Projektierung. Perspektographische Schaubilder. E. Schaffran. HA	222
Meßgeräte. Spannungsmessung im Beton und Stahlbeton. K. Kammüller. HA	47	—, Torkret-Beton-Spritzmaschine Typ S 3. MI	468	Rahmen. Grundzüge der Tragberechnung. Th. Jaeger. HA	273
Messungen. Photogrammetrische Messung. H. Bürnheim. KTB	259	Modelle. Stabilität von Hängebrücken. A. Hirai. Übersetzt A. Hoyden. HA	402	—, Knickbiegung ebener —. S. Falk. KTB	305
—, Niedertemperaturentspannen von Schweißnähten an Druckrohren. G. Menges. KTB	263	—, s. auch Versuche		Randbedingung. Zur — bei Scheibenlösungen mit Differenzen. W. Mudrak. HA	20
—, Dynamische Beanspruchung. H. Bürnheim. KTB	180	Modelluntersuchung. Spannungsoptische Untersuchung. K. Hirschfeld. HA	334	Raupenschlepper. Gleisloser Erdbau. G. Drees und W. Herding. HA	117
—, — an Drahtseilen. F. Schleicher. KTB	185	Modellversuche. Sicherung von Ufermauern. H. Zweck. HA	205	Reaktor. Fundament, Einspannung des Graphitaufbaus, Schutzanlage, Kühlsystem und Kanal des BNL-Forschungs—. Th. Jaeger. KTB	386
Meßverfahren. Photogrammetrische Messung. H. Bürnheim. KTB	259	—, Überbrückung durch eine vorgespannte schiefe Platte. O. Berr und R. Marx. HA	361	Rechen. Tiroler Wehr. J. Frank. HA	96
Mitteilungen aus der Industrie. Ausländische Baumaschinen auf dem deutschen Markt. MI	40	Mohrscher Kreis. Spannungen in unterirdisch gelagerten Großtanks. Th. Pöschl. HA	16	Rhein-Herne-Kanal. —. H. M. Knieß. HA	327
—, Langstreckentransport mit Stahlcord-Transportbändern. MI	40	Montage. Socony Mobil Building in New York. W. Weiß. HA	167	Rheinsohlen-Erosion. Rhein-Herne-Kanal. H. M. Knieß. HA	327
—, Wasserzähler für Betonmischmaschinen. MI	40	—, Stahlskelettkonstruktion in Düsseldorf und Bremen. H. Bock. HA	174	Rohrleitungen. Rohrleitung Le Havre—Paris. F. l'Allemand. KTB	111
—, Vermeidung von Arbeitsfugen im Beton bei längerer Unterbrechung des Betonierens. MI	80	—, Anspannen hochfester Schrauben. W. Schmid. KTB	183	—, Verlegung eines Rohrbündels. A. Becker und P. Brüderm. HA	433
—, Betonzusatzmittel Murasit-W. MI	116	Motorschürfwagen. Gleisloser Erdbau. G. Drees und W. Herding. HA	117	Rostschutz. Kathodischer Schutz. H. Bürnheim. KTB	268
—, Spannbeton mit HG-Spannbewehrung. MI	236	Muffenverbindung. Stahlbeton-Druckrohre. H. Carp. HA	49	—, Kathodischer und passivierender —. H. Heberling. HA	372
—, Elektrische Korrosionsschutzanlagen. MI	272	Nachtrag. Zu zwei KTB von E. Bachus, Bauingenieur 31 (1956) S. 187 und S. 225. V	395	Rüttelbeton. Brückenfahrbahnplatten aus Beton. F. Pfaue. HA	1
—, Universalbagger. MI	315	—, zum Aufsatz K. Hirschfeld, Bauingenieur 31 (1956) S. 334. V	467	Sandaufbereitung. Baumaschinen in Hannover. B. Hille. HA	292
—, Universalbagger mit 0,4-m ³ -Löffel. MI	315	Naßbagger. Selbstfahrende Saugebagger. Fr. v. Marnitz. HA	321	Sanddrainagen. Setzungs-berechnungen von —. H. Zweck. KTB	114
—, Grabenziehmaschine. MI	315	New York. Nachgiebige Fender. F. Orth. KTB	385	Saugebagger. Selbstfahrende —. Fr. v. Marnitz. HA	321
—, Motorschürfwagen. MI	316	Niagara. —Wasserkraftwerke. E. Bachus. KTB	349	Schalen. Spannungen in unterirdisch gelagerten Großtanks. Th. Pöschl. HA	16
—, Erdtransportwagen. MI	316	Normen. Standsicherheit von Wasserbauten. Zu DIN 19 702. V	116	—, Massivhallenbauten. R. Ohlig. HA	55
—, Michigan-Radschlepper. MI	316	—, DIN 4018, Entwurf, März 1956. V	271	—, Theorie des steifknotigen Falterwerkes. H. Aichinger. HA	216
—, Resonanzförderer als Aufgabevorrichtung. MI	317	—, Urheberrecht für Zeichnungen. V	428	Schalung. Brückenfahrbahnplatten aus Beton. F. Pfaue. HA	1
—, Kontinuierlich arbeitender Mischer. MI	317	—, Normblattentwürfe DIN 68 301, 68 306, 58 308 und 68 365. V	468	—, Rascher Baufortschritt durch neuartigen —sbau. F. l'Allemand. KTB	74
—, Misch- und Injektionsgerät. MI	317	Ölhäfen. Drittes Petroleumhafen-Becken der Compagnie Industrielle Maritime. E. Bunnie. KTB	460	—, Staumauer Cancano II de Fraele. V. Wigand. HA	213
—, Autobahn-Randstreifenfertiger. MI	318	Panamakanal. Die sieben Weltwunder der USA. E. Weiß. KTB	140	—, für Pfeiler. E. Weiß. KTB	357
—, Fahrbare Baukompressoren. MI	318	Passivierung. Kathodischer und passivierender Rostschutz. H. Heberling. HA	372	Schaubild. Perspektographische —er. E. Schaffran. HA	222
—, Fahrbarer Leichtkompressor. MI	318	Perspektivverfahren. Perspektographische Schaubilder. E. Schaffran. HA	222	Schaufelradbagger. —. W. Franke. HA	81
—, Hydraulische Gesteinsbohrmaschine. MI	318	Pfahlgründung. Gründungen bei Hochhäusern. E. Bachus. KTB	187	Scheiben. Zur Randbedingung bei —lösungen mit Differenzen. W. Mudrak. HA	20
—, Diesel-Elektro-Zentralen. MI	319	Pfähle. Längste Straßenbrücke in den USA. G. Franz. KTB	143		
—, Schalungsträger und -zubehör für den Betonbau. MI	319	Pfeiler. Schalung für —. E. Weiß. KTB	357		
—, Die Doppelwinde als Leichtbauaufzug. MI	320	Planierraube. Gleisloser Erdbau. G. Drees und W. Herding. HA	117		
—, Betonzusatzmittel Murasit-LP. MI	320				
—, Lichtdurchlässige Kunststoffplatten. MI	320				
—, Fernmessen von Neigungen. MI	320				
—, Schröder + Hoppe, Apparatebau. MI	360				
—, Klemmfix. MI	396				
—, Cerinol VK. MI	396				
—, Ein neues Baumaterial aus Kunststoff. MI	396				
—, Neue Niethammer-Hochleistungsscheinwerfer. MI	396				
—, Rohre + Rahmen = Gerüst. MI	396				
—, Druckluft-Beton-Förderer als Spritzmaschine. MI	396				

Seite	Seite	Seite
Scheiben. Theorie des steifknotigen Faltwerkes. H. Aichinger. HA 216	Shedschalenreihe. Theorie des steifknotigen Faltwerkes. H. Aichinger. HA 216	Stahlbau. Grundzüge der Tragberechnung. Th. Jaeger. HA .. 273
—, Gegliederte —. H. Beck. HA 436	Sicherung. — von Ufermauern. H. Zweck. HA 205	—, Stöße mit hochfesten Schrauben. W. Schmid. KTB 352
Schiffahrtswege. Wasserkraft des St.-Lorenz-Stromes. E. Bachus. KTB 346	—, — einer Felswand. E. Fickert und L. Müller. HA 374	—, Stählerne Kuppel für einen Ausstellungsraum. K. H. Seegers. KTB 355
Schleusen. Das McNary-Projekt. G. Wickert. KTB 29	Sickerströmung. Gültigkeitsbereich des Darcyschen Gesetzes. G. Wickert. KTB 32	Stahlbeton. Spannungsmessung im Beton und —. K. Kammler. HA 47
—, Seeschleuse in Antwerpen. F. Orth. KTB 112	Silos. Einsturz eines Getreide—. W. Ihlenburg. KTB 152	—, —Druckrohre. H. Carp. HA .. 49
—, Die sieben Weltwunder der USA. E. Weiß. KTB 140	—, Wandrücke von engräumigen —. A. Mehmehl. HA 377	—, Massivhallenbauten. R. Ohlig. HA 55
—, Kathodischer Schutz. H. Bürrheim. KTB 268	Spannbeton. Innere Anpressung bei Vorspannung mit Verbund. W. Swida. HA 52	—, Gedanken des italienischen Ingenieurs Nervi über den —bau. A. Mehmehl. KTB 75
—, Südfranzösische Wasserkraftanlagen. G. Wickert. HA 298	—, Massivhallenbauten. R. Ohlig. HA 55	—, Erdbebensichere Park-Garage in San Francisco. G. Franz. KTB 79
—, Rhein-Herne-Kanal. H. M. Knieß. HA 327	—, Einschwimmen einer —brücke. W. Ihlenburg. KTB 77	—, Vorgespannte Stahlbetonkonstruktionen. H. Sievers. HA .. 134
—, McNary-Wasserkraftanlage. G. Wickert. KTB 381	—, Längste Straßenbrücke in den USA. G. Franz. KTB 143	—, Senkkastengründung. E. Bachus. KTB 150
Schlupfverhalten. Stöße mit hochfesten Schrauben. W. Schmid. KTB 352	—, —brücken in USA. W. Ihlenburg. KTB 149	—, —Wohnhaus. G. Merkle. KTB 227
Schrauben. Stöße mit hochfesten —. W. Schmid. KTB 352	—, —brücke der französischen Staatsbahnen. A. Ohlemutz. KTB 231	—, Spann betonbrücke der französischen Staatsbahnen. A. Ohlemutz. KTB 231
Schürfraupe. Gleisloser Erdbau. G. Drees und W. Herding. HA 117	—, Begriffsverwirrung auf dem Stahlbeton-Sektor? O. Müller-Main. HA 340	—, Brücke über den Kalmarsund. C. J. Hoppe. KTB 260
Schweißung. Zusammenbruch eines großen geschweißten Ölbehälters. K. Latzin. KTB 33	—, Lehrgerüstlose vorgespannte Balkenbrücken. H. Bay. HA .. 412	—, Begriffsverwirrung auf dem — Sektor? O. Müller-Main. HA .. 340
—, Rohrleitung Le Havre—Paris. F. l'Allemand. KTB 111	—, Berechnung von —Konstruktionen. K. Sattler. HA 444	—, Wasserkraft des St.-Lorenz-Stromes. E. Bachus. KTB 346
—, Werkshallen im Bergschadengebiet. F. Fahnenbruck. HA .. 157	—, s. auch Vorspannung.	—, Überbrückung durch eine vorgespannte schiefe Platte. O. Berr und R. Marx. HA 361
—, Stahlskelettkonstruktion in Düsseldorf und Bremen. H. Bock. HA 174	Spannglieder. Innere Anpressung bei Vorspannung mit Verbund. W. Swida. HA 52	—, Sicherung einer Felswand. E. Fickert und L. Müller. HA 374
—, Niedertemperaturentspannen von Schweißnähten an Druckrohren. G. Menges. KTB 263	—, Vorgespannte Stahlbetonkonstruktionen. H. Sievers. HA .. 134	—, Lehrgerüstlose vorgespannte Balkenbrücken. H. Bay. HA .. 412
—, Flußkreuzung durch eine große Wasserleitung. E. Weiß. KTB 269	Spannungsmessung. — im Beton und Stahlbeton. K. Kammler. HA 47	—, Berechnung von Spannbetonkonstruktionen. K. Sattler. HA 444
—, Verlegung eines Rohrbündels. A. Becker und P. Brüdern. HA 433	Spannungsoptik. Spannungsoptische Untersuchung. K. Hirschfeld. HA .. 334	—, —Fertigbalken. Längste Straßenbrücke in den USA. G. Franz. KTB 143
Schwerbeton. Schutzanlagen für Kernreaktoren. Th. Jaeger. KTB 307	—, Spannungsoptische Untersuchung einer Tunnelröhre. G. Sonntag. HA 408	Stahlbrücken. Brückenbau in Abhängigkeit vom Eisenbahnbetrieb. H. Bätge. HA 397
—, Fundament, Einspannung des Graphitaufbaus, Schutzanlage, Kühlsystem und Kanal des BNL-Forschungsreaktors. Th. Jaeger. KTB 386	Spannungszustand. Spannungen in unterirdisch gelagerten Großtanks. Th. Pöschl. HA 16	—, Hängebrücke in Wheeling. E. Weiß. KTB 459
—, —. Th. Jaeger. KTB 421	Spritzverzinken. Stahlskelettkonstruktion in Düsseldorf und Bremen. H. Bock. HA 174	Stahlfenster. Socony Mobil Building in New York. W. Weiß. HA 167
Schwimmkran. 100 t—. K. Macrander. HA 124	—, Kathodischer und passivierender Rostschutz. H. Heberling. HA 372	Stahlleichtträger. Decken. Arbeitsgemeinschaft —. V 395
Schwingungen. Wasserschloßberechnung. H. Wegmann. HA 91	Spundwände. Bau eines Fangedammes im Niagara-Fluß. E. Bachus. KTB 28	Stahlrippenkuppel. — in Atlanta. W. Ihlenburg. KTB .. 233
—, Stabilität von Hängebrücken. A. Hirai. Übersetzt A. Hoyden. HA 402	—, Sicherung von Ufermauern. H. Zweck. HA 205	Stahlrohre. Flußkreuzung durch eine große Wasserleitung. E. Weiß. KTB 269
Schwingungsverlauf. — in Wasserschlössern. P. Franke. HA 93	Stabbogen. Einschwimmen einer Spannbetonbrücke. W. Ihlenburg. KTB 77	Stahlrohrmaste. —. E. Jerger. HA 135
Sehnenformel. Die allgemeine —. G. Worch. HA 373	Stabilität. Spannungen in unterirdisch gelagerten Großtanks. Th. Pöschl. HA 16	Stahl rostfrei. Socony Mobil Building in New York. W. Weiß. HA 167
Setzungen. Gründungen bei Hochhäusern. E. Bachus. KTB 187	—, Knickbiegung ebener Rahmen. S. Falk. KTB 305	Stahlsaitenbeton. Innere Anpressung bei Vorspannung mit Verbund. W. Swida. HA .. 52
—, Setzungsmessungen. H. Muhs. KTB 225	—, — von Hängebrücken. A. Hirai. Übersetzt A. Hoyden. HA 402	Stahlskelett. Aussteifung einer —Konstruktion gegen Erdbebenkräfte. A. Dürbeck. KTB 27
—, Setzung von Fundamenten. K. Fischer. HA 257	Stabilitätsfragen. Grundzüge der Tragberechnung. Th. Jaeger. HA 273	—, Die sieben Weltwunder der USA. E. Weiß. KTB 140
—, Schiefstellung von Fundamenten. K. Fischer. HA 342	Stahlbau. Werkshallen im Bergschadengebiet. F. Fahnenbruck. HA 157	—, Hubplattenverfahren. K. A. Zakis. KTB 147
—, Talsperrenkongreß. E. Lewicki. V 428	—, Stahlrippenkuppel in Atlanta. W. Ihlenburg. KTB 233	—, Socony Mobil Building in New York. W. Weiß. HA 167
Setzungsberechnung. — von Sanddrainagen. H. Zweck. KTB 114		

	Seite
Stahlskelett. — Konstruktion in Düsseldorf und Bremen. H. Bock. HA	174
Stahlstützen. Beanspruchung betonummantelter —. G. Grüning. KTB	349
Stahlwasserbau. Tiefschütze. G. Wickert. HA	101
—, Talsperrenbau in Algerien. F. Hartung. HA	245
—, Kathodischer Schutz. H. Bürrheim. KTB	268
—, Südfranzösische Wasserkraftanlagen. G. Wickert. HA	298
—, Rhein-Herne-Kanal. H. M. Knieß. HA	327
—, Wasserkraft des St.-Lorenz-Stromes. E. Bachus. KTB	346
—, McNary-Wasserkraftanlage. G. Wickert. KTB	381
Standicherheit. — von Wasserbauten. Zu DIN 19 702. V	116
Statik. Längsverschiebliche Stockwerkrahmen. J. Eisenmann. HA	61
—, Dimensionierung von Biegeträgern. K. Mink. HA	172
—, Kreisring auf elastischer Unterlage. G. Oravas. HA	177
—, Theorie des steifknotigen Faltwerkes. H. Aichinger. HA	216
—, Balken auf elastischen Stützen. K. Trenks. HA	237
—, Grundzüge der Tragberechnung. Th. Jaeger. HA	273
—, Überbrückung durch eine vorgespannte schiefe Platte. O. Berr und R. Marx. HA	361
—, Die allgemeine Sehnenformel. G. Worch. HA	373
—, Wanddrücke von engräumigen Silos. A. Mehmel. HA	377
—, Spannungsoptische Untersuchung einer Tunnelröhre. G. Sonntag. HA	408
—, Gegliederte Scheiben. H. Beck. HA	436
—, Berechnung von Spannbeton-Konstruktionen. K. Sattler. HA	444
Stauanlagen. Das McNary-Projekt. G. Wickert. KTB	29
—, Bin el Ouidane. F. Tölke. KTB	108
—, Talsperrenbau in Algerien. F. Hartung. HA	245
—, Niagara-Wasserkraftwerke. E. Bachus. KTB	349
Staudämme. Talsperrenbau in Algerien. F. Hartung. HA	245
Staulinie. Wasserspiegellage in gegliederten Kanalquerschnitten. E. Naudascher. HA	24
Staumauern. Wasserkraftwerke an der Cellina. J. Frank. KTB	190
—, Cancano II de Fraële. V. Wigand. HA	213
—, Stahlverkleidung für alte Beton—. F. l'Allemand. KTB	351
Stollen. Wasserkraftwerke an der Cellina. J. Frank. KTB	190
—, Das Bersimis-Kraftwerk der „Hydro-Quebec“. E. Bachus. KTB	262
—, Südfranzösische Wasserkraftanlagen. G. Wickert. HA	298
—, Wasserkraftanlage Lana. J. Frank. KTB	344
—, s. auch Tunnelbau.	
Stoßzahl. Dynamische Beanspruchung. H. Bürrheim. KTB	180

	Seite
Strahlungsschutz. Schutzanlagen für Kernreaktoren. Th. Jaeger. KTB	307
—, Fundament, Einspannung des Graphitaufbaus, Schutzanlage, Kühlsystem und Kanal des BNL-Forschungsreaktors. Th. Jaeger. KTB	386
—, Schwerbeton. Th. Jaeger. KTB	421
Straßen. Internationale Studienwoche für —verkehrstechnik. V	360
Straßenbeton. Rascher Baufortschritt durch neuartigen Schalungsbau. F. l'Allemand. KTB	74
Straßenbrücken. Brückenfahrbahnplatten aus Beton. F. Pfaue. HA	1
—, Längste — in den USA. G. Franz. KTB	143
—, Brücke über den Kalmarsund. C. J. Hoppe. KTB	260
—, Überbrückung durch eine vorgespannte schiefe Platte. O. Berr und R. Marx. HA	361
Straßentunnel. Hampton—. E. Bachus. KTB	230
Tagungen. Dreiländer-Holztagung in Baden-Baden. V	80
—, Zweite wissenschaftliche schweißtechnische Studientagung. V	196
—, Große Schweißtechnische Tagung des DSV vom 18. bis 20. Juni 1956. V	313
—, Internationale Studienwoche für Straßenverkehrstechnik. V	360
—, Talsperrenkongreß. V	428
—, Dreiländer-Holztagung. F. l'Allemand. KTB	457
—, Betontag 1957. V	467
Talsperren. Die sieben Weltwunder der USA. E. Weiß. KTB	140
—, Der Erddamm Serre-Ponçon. G. Wickert. KTB	145
—, Ausbau des Einzugsgebietes des Missouri (USA). F. Orth. KTB	228
—, —bau in Algerien. F. Hartung. HA	245
—, Das Bersimis-Kraftwerk der „Hydro-Quebec“. E. Bachus. KTB	262
—, Südfranzösische Wasserkraftanlagen. G. Wickert. HA	298
—, Spannungsoptische Untersuchung. K. Hirschfeld. HA	334
—, Wasserkraftanlage Lana. J. Frank. KTB	344
—, Stahlverkleidung für alte Betonstaumauern. F. l'Allemand. KTB	351
—, Energieumwandlung bei großen Fallhöhen. G. Wickert. KTB	380
—, Technologie von Massenbeton. A. Ohlemutz. KTB	383
—, —kongreß. V	428
—, Sakuma-Stauanlage. G. Menges. KTB	461
Tanks. Spannungen in unterirdisch gelagerten Groß—. Th. Pöschl. HA	16
Tiefschütze. —. G. Wickert. HA	101
Ton. Setzungsmessungen. H. Muhs. KTB	225
Tragberechnung. Grundzüge der —. Th. Jaeger. HA	273
Traglastrechnung. Grundzüge der Tragberechnung. Th. Jaeger. HA	273
Traglastverfahren. Plastifizierung von Trägern. Th. Jaeger. KTB	265

	Seite
Transportband. Abbruch des Horremer Tunnels. H. Sulzer und R. Strunz. HA	130
Trägerrost. Überbrückung durch eine vorgespannte schiefe Platte. O. Berr und R. Marx. HA	361
Tunnel. Abbruch des Horremer —s. H. Sulzer und R. Strunz. HA	130
—, Hampton-Straßen—. E. Bachus. KTB	230
Tunnelbau. Spannungsoptische Untersuchung einer Tunnelröhre. G. Sonntag. HA	408
—, s. auch Stollen.	
Tunnelröhre. Verlegung eines Rohrbündels. A. Becker und P. Brüderm. HA	433
Ufermauern. Sicherung von —. H. Zweck. HA	205
Unfall. Ufermauer im Ridham-Hafen. E. Bachus. KTB	423
Universalbagger. Vollhydraulische —. G. Drees. HA	128
Urberschutz. — für Zeichnungen. V	428
Verbundbrücken. Brückenfahrbahnplatten aus Beton. F. Pfaue. HA	I
Verbundträger. Dimensionierung von Biegeträgern. K. Mink. HA	172
Vereine. Ruhrverband und Ruhr-talsperrenverein. V	39
—, RILEM. V	39
—, Hundertjahrfeier des VDI. V	39
—, Arbeitsgemeinschaft Stahlleichtträger-Decken. V	395
Verfahren. Zur Randbedingung bei Scheibenlösungen mit Differenzen. W. Mudrak. HA	20
Verfahrenstechnik. —. F. Schleicher. V	467
Verformungen. Photogrammetrische Messung. H. Bürrheim. KTB	259
Verkleidung. Socony Mobil Building in New York. E. Weiß. HA	167
—, Stahl— für alte Betonstaumauern. F. l'Allemand. KTB	351
Verschleißfestigkeit. Brückenfahrbahnplatten aus Beton. F. Pfaue. HA	1
Versuche. Brunnenröhre für Absenkbrennen. R. Oettel. HA	209
—, Stöße mit hochfesten Schrauben. W. Schmid. KTB	352
—, Technologie von Massenbeton. A. Ohlemutz. KTB	383
—, Schwerbeton. Th. Jaeger. KTB	421
—, s. auch Modelle.	
Vierdeeleträger. Gegliederte Scheiben. H. Beck. HA	436
Vorspannung. Innere Anpressung bei — mit Verbund. W. Swida. HA	52
—, Talsperrenbau in Algerien. F. Hartung. HA	245
—, Überbrückung durch eine vorgespannte schiefe Platte. O. Berr und R. Marx. HA	361
—, Sicherung einer Felswand. E. Fickert und L. Müller. HA	374
—, s. auch Spannbeton.	
Wanddruck. Wanddrücke von engräumigen Silos. A. Mehmel. HA	377

Seite	Seite	Seite
Wasserbau. Seeschleuse in Antwerpen. F. Orth. KTB 112	Wasserkraftanlagen. Das McNary-Projekt. G. Wickert. KTB 29	Wehre. Tiroler Wehr. J. Frank. HA 96
—, Bau eines Fangedammes im Niagara-Fluß. E. Bachus. KTB 28	Wasserleitung. Flußkreuzung durch eine große —. E. Weiß. KTB 269	—, Kraftwerk Jochenstein. R. Kuhn. HA 197
—, Verlegung eines Rohrbündels. A. Becker und P. Brüdern. HA 433	Wasserschlosser. Wasserschloßberechnung. H. Wegmann. HA 91	—, Rhein-Herne-Kanal. H. M. Knieß. HA 327
Wasserkraft. Stauanlage Bin el Ouidane. F. Tölke. KTB 108	—, Schwingungsverlauf in —n. P. Franke. HA 93	—, Wasserkraft des St.-Lorenz-Stromes. E. Bachus. KTB 346
—, —werke an der Cellina. J. Frank. KTB 190	—, Sakuma-Stauanlage. G. Menges. KTB 461	Wettbewerb. Kläranlage Düsseldorf-Nord. V 196
—, Bewässerungs- und —projekte in Israel. G. Wickert. KTB 192	Wasserspiegel. —lage in gegliederten Kanalquerschnitten. E. Naudascher. HA 24	—, — für ein Parkhaus. V 196
—, Kraftwerk Jochenstein. R. Kuhn. HA 197	Wasserstraßen. Das McNary-Projekt. G. Wickert. KTB 29	Wiederherstellung. Ufermauer im Riddham-Hafen. E. Bachus. KTB 423
—, Staumauer Cancano II de Fraele. V. Wigand. HA 213	Wasserwirtschaft. Bewässerung des Guneid-Gebietes. I. Hutchison. HA 21	Windbelastung. Stabilität von Hängebrücken. A. Hirai. Übersetzt A. Hoyden. HA 402
—, Ausbau des Einzugsgebietes des Missouri (USA). F. Orth. KTB 228	—, Stauanlage Bin el Ouidane. F. Tölke. KTB 108	Zusammenbruch. — eines großen geschweißten Ölbehälters. K. Latzin. KTB 33
—, Talsperrenbau in Algerien. F. Hartung. HA 245	—, Die sieben Weltwunder der USA. E. Weiß. KTB 140	Zuschlagstoffe. Technologie von Massenbeton. A. Ohlemutz. KTB 383
—, Das Bersimis-Kraftwerk der „Hydro-Quebec“. E. Bachus. KTB 262	—, Ausbau des Einzugsgebietes des Missouri (USA). F. Orth. KTB 228	Zuschriften. Zuschrift zu dem KTB G. Wickert: Bewässerungs- und Wasserkraftprojekte in Israel. Bauingenieur 31 (1956) S. 192. V 313
—, Südfrikanische —anlagen. G. Wickert. HA 298	Wehranlagen. Energieumwandlung bei großen Fallhöhen. G. Wickert. KTB 380	—, Nachtrag zu zwei KTB von E. Bachus. Bauingenieur 31 (1956) S. 187 und 225. V 395
—, —anlage Lana. J. Frank. KTB 344	—, McNary-Wasserkraftanlage. G. Wickert. KTB 381	
—, — des St.-Lorenz-Stromes. E. Bachus. KTB 346		
—, Niagara-—werke. E. Bachus. KTB 349		
—, McNary-—anlage. G. Wickert. KTB 381		

Personalmeldungen und Gedenktage

Seite	Seite	Seite
Agatz, A., 65 Jahre alt. P 312	Garbotz, G., 65 Jahre alt. P .. 270	Proetel, Herman, 80 Jahre alt. P 393
Anselment, Prof. Otto: Ernennung. P 427	—, G., Prof. Dr.: Ehrung. P 313	—, Prof. H., †. P 427
Bosshard, AG. Arnold, Nafels, 100 Jahre. P 427	Gossen, H., Berlin-Reinickendorf, 75 Jahre. P 196	Rothe, T. von, 75 Jahre alt. P 427
Braun, Otto, 70 Jahre alt. P .. 38	Graf, O. †. P 394	Santo, Camill, 65 Jahre alt. P 195
Carstanjen, Max. Zum 100. Geburtstag von —. P 393	Grün & Bilfinger AG., 75 Jahre. P 39	Schleicher, F., Prof. Dr.-Ing.: Dr.-Ing. E. h. P 313
Deininger, Prof. Dr.-Ing. Karl, 60 Jahre alt. P 154	Hilfer, Karl, †. P 236	—, F., Prof. Dr.-Ing. habil., Dr.-Ing. E. h.: Berufung. P 360
—, Prof. Dr.-Ing. Karl, †. P 360	Hütte, Akademischer Verein — 110 Jahre. P 235	Schulz, E., Dr.-Ing. E. h.: Ehrenbürger der TH. München. P .. 80
Doeinck, E., 70 Jahre alt. P .. 467	Imhoff, K., 80 Jahre alt. P 235	—, E. H., 70 Jahre alt. P 116
Eberspächer, Dr.-Ing. P., 80 Jahre alt. P 360	Kammüller, K., 70 Jahre alt. P 38	Siebert, Bernhard, †. P 467
Erdmann, O., Dr.-Ing., Dr.-Ing. E. h. P 80	Klöppel, K., Prof. Dr.-Ing.: Ehrung. P 313	Staatsbauschule Holzminden, 125 Jahre. P 236
Ernst, Dr.-Ing. E. h. Eugen. P 38	Koch, Direktor Emil, †. P 427	Supino, G., Dott.-Ing., Dr.-Ing. E. h. P 80
Finsterwalder, Dr.-Ing. E. h., Dr.-Ing.: Ehrung. P 313	Kollmar, Dr.-Ing. Alfred. P .. 154	Verein Deutscher Ingenieure, 100 Jahre. P .. 155
Flierl, Prof. K., 70 Jahre alt. P 312	Lohmeyer, E., Dr.-Ing. E. h. P 196	Wedekind, Baudirektor Hermann, †. P 394
Föckeler, C.: Ehrung. P 155	Meyer, K., Dipl.-Ing.: Ehrensenator der TH. München. P .. 80	Westfälische Drahtindustrie (WDI) 100 Jahre. P 313
Frohne, E., Prof. Dr.-Ing., Dr.-Ing. E. h. P 80	Moll, H., Dipl.-Ing.: Ehrenbürger der TH. München. P 80	Wüsthoff, Prof. Dr. jur., 70 Jahre. P 235
Gaede, Prof. Dr.-Ing. K., 70 Jahre alt. P 312	Müller, A., 75 Jahre alt. P 270	Zeidler & Wimmel, 180 Jahre. P 196
	—, Wilhelm, †. P 155	
	Nakonz, W., Dr.-Ing. E. h. P 39	
	Neuffer, W., Prof.: Dr.-Ing. E. h. P 313	

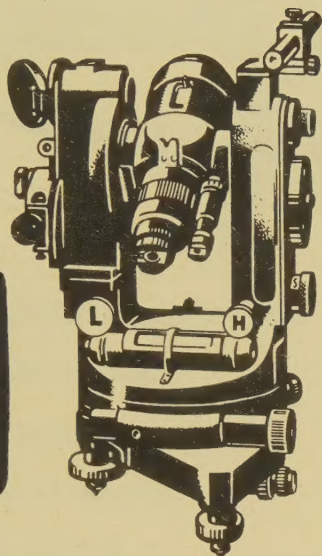
Buchbesprechungen und Neuerscheinungen

Seite	Seite	Seite
Adam, W.: Vermessung unterirdisch eingebauter Kabel, Rohrleitungen und Kanäle. Neu ... 116	Baker, J. F., M. R. Horne und J. Heyman: The Steel Skeleton. 2. Band. Bb 466	Belluzzi, O.: Scienza delle Costruzioni, 4. Band, 1. Teil. Bb 37
aluminium + architektur. Neu 235	Baldauf, H.: Hochgradig statisch unbestimmte Tragwerke. Bb .. 465	Beyer, K.: Die Statik im Stahlbetonbau. 2. Aufl. Neudruck. Bb 154
Anger, G.: Zehnteilige Einflußlinien für durchlaufende Träger, Band III. 8. Aufl. Bb 152	Baumeister, L.: Preisermittlung und Veranschlagen von Hoch-, Tief- und Stahlbetonbauten. 11. Aufl. Bb 36	Bulletin of the Faculty of Engineering, Cairo University. Bb 154
		Callway - Baukartei des Deutschen Bauzentrums. Bb 153

	Seite		Seite		Seite
Coüard, A.: Nouvelle Conception de la Résistance des Matériaux. Neu	195	Kirgis, L.: Tiefbau-Taschenbuch. 9. Aufl. Bb	153	Rüsch, H.: Fahrbahnplatten von Straßenbrücken. Berechnungstafeln für Lasten nach DIN 1072. Bb	466
Davies, A.: The Science and Practice of Welding. 5. Aufl. Bb	465	Kleinlogel, A., und A. Haselbach: Belastungsglieder. 8. Aufl. Bb	392	Saechtling, H. J.: Kunststoffe im Bauwesen. Bb	153
DECHEMA. Die Tätigkeitsberichte 1955 der —. Bb	311	Kohl, F.: Moderner Flughafenbau. Bb	358	Scheer, L.: Was ist Stahl? 10. Aufl. Bb	37
Deutsche Gesellschaft für Erd- und Grundbau: Vorträge der Baugrundtagung 1954 in Stuttgart. Bb	115	Kollbrunner, C. F., und W. Hauser: Bau- und Ingenieur-Handbuch, Teil 1, 2 u. 3. Bb	153	Schmid, J.: Der Bodenfrost als morphologischer Faktor. Bb ..	36
Deutsche Gesellschaft für Holzforschung: Wichtige Forschungsarbeiten der — 1948—1955. Neu	37	—, und G. Herrmann: Der Einfluß des Schubes auf die Stabilität der Platten im elastischen Bereich. Neu	360	Schmitt, H.: Hochbaukonstruktion. Bb	194
Deutscher Ausschuß für Stahlbeton. Heft 119. Neu ..	80	—, / M. Meister: Knicken. Bb ..	36	Schreyer: Baustatik, Teil 3. 3. Aufl. Bb	426
—, Heft 121. Neu	311	—, und S. Milosavljević: Beitrag zur Berechnung von auf Außendruck beanspruchten kreisförmigen Rohren. Neu	360	Schuler, M., und H. Gebelein: Fünfstellige Tabellen zu den elliptischen Funktionen. Bb ..	234
Deutscher Stahlbau-Verband. 3. Arbeitstagung der Betriebs- und Montageingenieure am 7. Oktober 1955 in Iserlohn. Neu	311	Krenz, A., und H. Osterloh: Klothoiden-Taschenbuch für Entwurf und Absteckung. Bb	466	—, Acht- und neunstellige Tabellen zu den elliptischen Funktionen. Bb	234
DIN-Normen im Bauwesen. Ausgabe März 1956. Neu	235	Kunststoff-Berater. Neu	392	Singen GmbH, Aluminium-Walzwerke. Prospekt. Neu	467
DIN 2413. Neufassung. Neu	467	Kühn, G.: Der gleislose Erdbau. Bb	463	Spengemann, K. L.: Grundrißatlas. Neu	80
Dyckerhoff & Widmann KG.: Weit spannt sich der Bogen. Bb	37	Livesley, R. K., und D. B. Chandler: Stability Functions for Structural Frameworks. Bb	235	Stahlbau. Band 1. Bb	392
El-Hashimy, M.: Ausgewählte Plattenprobleme. Neu	195	Lombardi, J.: Les Barrages en voute mince. Bb	152	Stahlbauprofile. Bb	234
Europa-Markt. Zeitschrift. Neu	466	Loos†, W.: Kleine Baugrundlehre. Bb	153	Steinman, D. B.: Brücken für die Ewigkeit. Bb	464
Garbotz, G.: Der Kraft- und Arbeitsaufwand sowie die Leistungen beim Biegen von Bewehrungsstäben in Abhängigkeit von den Abmessungen, den Formen und der Güte der Stähle (Ermittlung von Leistungsrichtlinien). Bb	115	Magnell†, G.: Theorie und Praxis des Spannbetons. Bb	465	Streck, O.: Grund- und Wasserbau in praktischen Beispielen. 1. Band. 2. Aufl. Bb	358
Gebühren-Ordnung der Ingenieure (GOI). Ausgabe 3. April 1956. Neu	235	Mallet, Ch., und P. Paquant: Erdstaudämme. Bb ..	464	Stüssi, F.: Tragwerke aus Aluminium. Bb	115
Glockner-Kaprun. Die Oberstufe des Tauernkraftwerkes —. Bb	37	Mannesmann Stahlrohrbau. 4. Aufl. Neu	311	Szabó, I.: Höhere Technische Mechanik. Bb	310
Graf, O., und E. Brenner: Versuche an Verbundträgern. Bb	426	—, Verwendung der Mannesmann-Rohrgerüste. Neu	426	Technisches Jahrbuch 1955—1956. Bb	310
Guldan, R.: Die Cross-Methode und ihre praktische Anwendung. Bb	79	Mittag, M.: Einfamilienhäuser. Bb	270	Teichmann, A.: Statik der Baukonstruktionen. 1. Band: Grundlagen. Bb	194
Hafenbautechnische Gesellschaft. Jahrbuch der —. 22. Band 1952/54. Bb	269	Moppert, H.: Statische und dynamische Berechnung erdverbanker Hängebrücken mit Hilfe von Greenschen Funktionen und Integralgleichungen. Bb	194	Thiel, Fr.: Rechtsprechung der Verwaltungsgerichte und anderer Gerichte aus dem Bau- und Bodenrecht. Bb	464
Hansen, W.: Die Gebäudebeheizung mit Heizöl. Neu ..	392	Norén, T.: Werkstoffkunde für die Lichtbogenschweißung von Eisen und Stahl. Bb	36	Tölke, F.: Veröffentlichungen zur Erforschung der Druckstoßprobleme in Wasserkraftanlagen und Rohrleitungen. 2. Heft. Bb	465
Hennes, R., und M. I. Ekse: Fundamentals of Transportation Engineering. Bb	310	Nylander, H.: Torsion, Bending and Lateral Buckling of I-Beams. Bb	234	Utescher, G.: Bemessungsverfahren für Verbundträger. Bb ..	464
Homberg, H., und J. Weinmeister: Einflußflächen für Kreuzwerke. Bb	465	Ohde†, J.: Über den Gleitwiderstand der Erdstoffe. Bb	153	Vermessungs- und Rißwesen, Bergschäden (= Techn. Sammelwerk, Band 2). Bb	358
Hütte, Band III. 28. Aufl. Bb ..	426	Peilert, F. W.: Die konstruktive Durchbildung von Wehranlagen mit mechanischem Antrieb. Bb	392	Versuchsanstalt für Grundbau und Wasserbau der Techn. Hochschule Hannover: Mitteilungen der — Heft 8. Neu	80
Informationsdienst Holz. Bb	426	Pernot, P.: Introduction au Calcul des Systèmes Hyperstatiques. Bb	310	Volquardts, H.: Erdbau. 4. Aufl. Bb	311
Institut für Baumaschinen und Baubetrieb an der T.H. Aachen: Mitteilungen. Sonderheft 5. Neu	466	Pettersson, O.: Några stabilitets och 2. ordningens påkänningsproblem vid balkar, rammar, båg- och plattor. Neu	235	Wandenberg, E.: Kunststoffe. Bb ..	79
Internationale Vereinigung für Brückenbau und Hochbau. Abhandlungen, 15. Band. Bb	194	Rodé, O./A.-P. Ducret: Le Poste de Bétonnage. Bb	37	Wechmann, A.: Hydraulik. Bb ..	464
—, Mitteilungen der —. H. 15. Bb ..	426	Rogers, P. C. E.: Tables and Formulas for Fixed End Moments. Bb	36	Weibull, W., und F. K. G. Odqvist: Kolloquium über Ermüdungsfestigkeit. Bb	311
Kani, G.: Spannbeton. Bb	359	Rüdiger, D., und J. Urban: Kreisförmigen Rohren. Bb	195	Willers, Fr. A.: Elementar-Mathematik. 6. Aufl. Neu	80
		Rüsch, H.: Versuche zur Festigkeit der Biegedruckzone. Bb ..	194	Winter, H.: Bibliographie der Veröffentlichungen über den Leichtbau und seine Randgebiete im deutschen und ausländischen Schrifttum. Bb	234
				Wohnungsbau-gesetz, Zweites. Ausgabe 27. Juni 1956. Neu	392

Bautenschutz durch **PROLAPIN** dichtet Mörtel u. Beton **PROLAN** Betonverflüssiger **FLUATOL** Schalungsmittel **OSITEX** hellfarb. Schutzanstrich **ORKIT** schwarzer Schutzanstrich **LITHURIN** dichtet Fassaden farblos

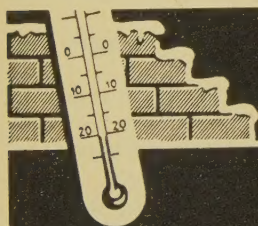
HANS HAUENSCHILD K.G.: HAMBURG - WANDSBEEK



Sekunden-
Theodolite
Repetitions-
Theodolite
Nachtrage-Hänge-
Theodolite

**VEB
FREIBERGER PRÄZISIONSMECHANIK
FREIBERG (SACHSEN)**

Lieferung durch unseren Vertreter Georg Schröder KG., Essen und Kettwig/Postfach



FRIGIDOL

FROSTSCHUTZMITTEL
ermöglicht Beton-, Maurer- und
Verputzarbeiten bei jeder Kälte

BAUTENSCHUTZ
DEITERMANN
CHEMISCHE WERKE · DATTELN · RU.F. 2187

Erfindung: REGENSCHUTZ

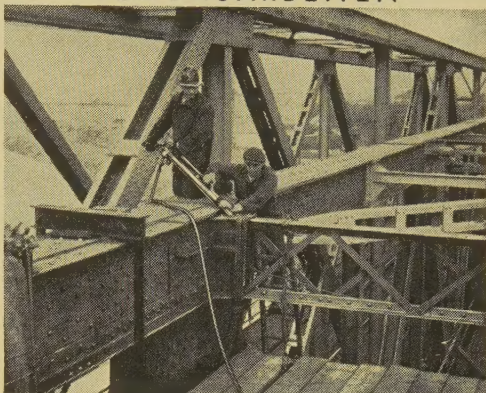
zum Patent angemeldet

Sie können bei jedem Regenwetter am Bau
vollkommen unbehindert weiter arbeiten.
Mein Verfahren gebe ich gegen DM 50,—
an Baufirmen usw. mit Berechtigung der
Anwendung ab.

Hans Heins · Hamburg 20 · Loogestieg 6

Linde DRUCKLUFT-WERKZEUGE

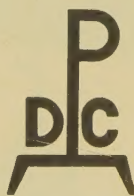
FÜR BAUARBEITEN



NIETKOPF-ABSCHERHÄMMER
AUFREISSHÄMMER
SPATENHÄMMER
BETON-STAMPFER
DRUCKLUFTSCHLÄUCHE
UND ARMATUREN

GESELLSCHAFT FÜR LINDE'S EISMASCHINEN
AKTIENGESELLSCHAFT
ZWEIGNIEDERLASSUNG MASCHINENFABRIK SORTH
SORTH/RHEIN

Schwierige Grundbauten



Druckluftgründungen
Pfahlgründungen
Baugrund-Untersuchungen

Dr.-Ing. **PAPROTH & CO.**
Krefeld — Berlin — Winsen-L.

CERESIT



**SPERRMÖRTEL
SPERRBETON**

WUNNERSCHE BITUMEN-WERKE GMBH UNNA i. WESTF. • GEGEN FEUCHTIGKEIT UND WASSERSCHADEN IN BAUWERKEN ALLER ART



Leicht, widerstandsfähig und schnell montierbar

ist das Stahlrohr das geeignete Element
für kühne und formschöne Konstruktionen.

Es erfüllt alle Anforderungen des
Architekten und Baumeisters an technische
und wirtschaftliche Eigenschaften.

Die statischen Vorzüge des Rohres
ergeben eine beträchtliche Einsparung
an Material und Kosten für Transport und
Aufbau; der runde Querschnitt macht es
weitgehend korrosionssicher und verringert
den Aufwand für Anstrich und Erhaltung.

Unsere Spezialisten schweißen alle
Rohr-Konstruktionen aufbaufertig in
unserem Werk. Wir beraten Sie gern.



PHOENIX-RHEINROHR AG
VEREINIGTE HUTTEN- UND RÖHRENWERKE DUSSELDORF